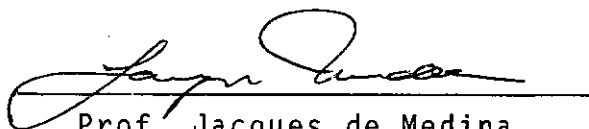


ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA DE UMA BRITA

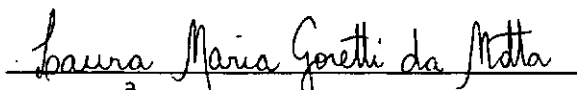
Vicente Robinson Pérez Espinosa

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL

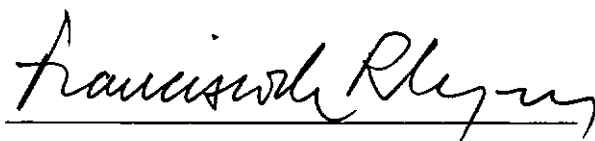
Aprovada por:



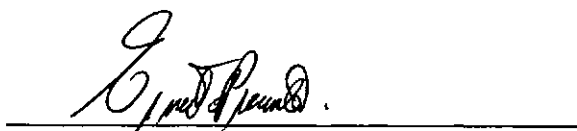
Prof. Jacques de Medina
(Orientador) - COPPE/UFRJ



Prof.^a Laura M.G. da Motta
(Co-orientadora) - COPPE/UFRJ



Prof. Francisco Rezende Lopes
COPPE/UFRJ



Prof. Ernesto Simões Preussler
ITA - CTA

Rio de Janeiro, RJ., Brasil

Setembro - 1987

PÉREZ-ESPINOSA, VICENTE ROBINSON

Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita (Rio de Janeiro), 1987.

ix , 107 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1987)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Assunto I. COPPE/UFRJ II. Título
(série)

AGRADECIMENTOS PESSOAIS

Ao meu orientador Prof. Jacques de Medina pelo incentivo e amizade.

À minha co-orientadora Prof^a Laura M.G. da Motta pela amizade, estímulo, paciência, ajuda e sugestões.

Aos professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE, o meu reconhecimento.

Aos técnicos da área de Mecânica dos Solos da COPPE, especialmente Álvaro, pela colaboração.

Aos companheiros de curso, particularmente Emidio S. Lira e Paulo A. Barbosa, pela ajuda e amizade.

À José Vidal Nardi e Salomão Pinto pelo fornecimento da amostra da Brita.

À Universidad del Norte-Chile e CAPES, pelo apoio.

À Jaciãra Roberta Barbosa pela datilografia.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA DE UMA BRITA

Vicente Robinson Pérez Espinosa

Setembro - 1987

Orientador: Prof. Jacques de Medina

Programa : Engenharia Civil

Medições relativas ao comportamento sob carga repetida, de um material granular graúdo, foram realizadas em uma câmara triaxial de grandes dimensões, em corpos de prova de 100 mm de diâmetro. As tensões foram aplicadas através de um sistema de carregamento pneumático e a medição das deformações axiais foi feita usando dois LVDTs presos ao cabeçote. A deformação permanente axial foi também observada com um extensômetro mecânico ligado a um dispositivo fixado ao pistão de cargas, pelo exterior da câmara triaxial. Mediu-se a carga axial aplicada através de uma célula de carga aparafusada sob o pistão de carga.

Os ensaios realizados visaram estudar principalmente a influência das tensões e do tamanho máximo dos grãos na deformação resiliente, e a influência das tensões e o número de aplicações da carga na deformação permanente.

Propõe-se um novo modelo ($M_r = k_3 \theta^{k_4} \epsilon_a^c$) para representar o comportamento resiliente dos materiais granulares graúdos, com vistas ao melhoramento dos métodos de dimensionamento e projeto de reforços de pavimentos.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science (M.Sc.).

REPEATED-LOAD TRIAXIAL TESTS ON A CRUSHED-STONE AGGREGATE

Vicente Robinson Pérez Espinosa

September - 1987

Chairman : Prof. Jacques de Medina
Department: Civil Engineering

Measurements related with repeated-load behaviour, on a crushed-stone aggregate, were made in a large triaxial cell on specimens 100 mm in diameter. Stresses were applied using a pneumatic loading system and axial strains were measured using two LVDT's mounted on the top cap. Permanent axial deformation was also observed with a dial gage attached to a device fixed to the loading rod, out-side the triaxial cell. Measurements of axial repeated-load applied were made by means of a load cell screwed to loading rod.

Testing program aimed to study the effect of applied stresses and maximum particle size on resilient deformations, and the effect of applied stresses and number of load applications on permanent deformations.

A new model ($M_r = k_3 \sigma_a^{k_4} C_a$) representing the resilient behaviour of crushed-stone aggregates, is proposed in order to improve pavements design and strengthen project methods.

ÍNDICE

	Página
<u>CAPÍTULO I</u> - INTRODUÇÃO	2
<u>CAPÍTULO II</u> - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 - Condições de Campo e Ensaio de Laboratório	8
2.2 - Caminho de Tensões no Ensaio Triaxial	10
2.3 - Comportamento dos Materiais Granulares sob Carga Repetida	11
2.3.1 - Comportamento Resiliente	12
2.3.1.1 - Modelo $k-\theta$	12
2.3.1.2 - Modelo $k - \sigma_3$	14
2.3.1.3 - Modelo K-G	15
2.3.2 - Fatores que Afetam o Comportamento Resiliente dos Materiais Granulares	18
2.3.3 - Deformações Permanentes	20
2.3.3.1 - Deformações Permanentes e Número de Aplicações da Carga	21
2.3.3.2 - Deformações Permanentes e Tensões Aplicadas	22
2.3.3.3 - Avaliação do Afundamento da Tri- lha de Roda	23

<u>CAPÍTULO III</u> - EQUIPAMENTO DE LABORATÓRIO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO	29
3.1 - Descrição do Equipamento	29
3.1.1 - Medição da Força Vertical	31
3.1.2 - Medição das Deformações	33
3.2 - Causas de Erro	34
3.3 - Limitações Atuais do Equipamento	35
3.4 - Procedimento de Ensaio	35
<u>CAPÍTULO IV</u> - CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL ESTUDADO	43
4.1 - Dados Geotécnicos e Físico-Químicos	43
4.2 - Preparação do Material para Ensaio	44
4.3 - Ensaios de Compactação	46
4.4 - Preparação dos Corpos de Prova	46
<u>CAPÍTULO V</u> - RESULTADOS DOS ENSAIOS	51
5.1 - Influência das Tensões Aplicadas nas Propriedades Resilientes dos Materiais Ensaçados	52
5.1.1 - Influência da Tensão Desvio	52
5.1.2 - Influência da Pressão Confinante	52
5.1.3 - Parâmetros de Resiliência	53
5.1.4 - Efeito da História de Tensões	58
5.2 - Influência de Outros Fatores que Afetam o Módulo Re- siliente	59

5.2.1 - Efeito do Grau de Saturação	59
5.2.2 - Efeito da Umidade e Densidade	60
5.2.3 - Efeito da Drenagem	60
5.2.4 - Influência do Tamanho Máximo do Agregado e Dimensões do Corpo de Prova	61
5.3 - Influência das Tensões Aplicadas na Deformação Per manente	62
<u>CAPÍTULO VI</u> - CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA	84
6.1 - Conclusões	84
6.2 - Sugestões de Pesquisa	85
REFERÊNCIAS	87
BIBLIOGRAFIA	93
ANEXO - Resumo dos Ensaios de Módulo Resiliente	95

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Tem sido uma preocupação de muitos pesquisadores, nas últimas décadas, atingir métodos mais racionais de dimensionamento de pavimentos através do estudo dos materiais nas condições mais próximas às do campo. Isto implica no aperfeiçoamento da aparelhagem de laboratório e dos métodos de ensaio. Porém este aperfeiçoamento deve ser acompanhado das ferramentas adequadas, tais como modelos que representem o melhor possível o comportamento dos materiais sob carga e métodos matemáticos que permitam determinar a distribuição de tensões e deformações no interior de uma estrutura de pavimento. Contudo, é preciso que os resultados obtidos sejam devidamente confrontados às correspondentes medições em campo. Desde que estas coincidam com as deduzidas através dos ensaios, o método de dimensionamento poderá ser validado.

Como se disse antes, vários ensaios de laborat^orio têm sido desenvolvido para estudar os materiais de pavimentação sob condições similares às encontradas no campo. Um deles é o ensaio triaxial de carga repetida para solos, que permite a obtenção dos parâmetros de comportamento elástico e plástico sob diferentes condições de umidade e densidade, nível de tensões e forma de aplicação, compatíveis com as que se apresentam comunente nos pavimentos.

Pode-se considerar que a ruptura de um pavimento se dá quando as deformações das camadas que o compõem são sufi-

cientemente grandes para causar uma superfície irregular ou um fissuramento no revestimento. O critério de ruptura de um pavimento quanto à excessiva deformação plástica foi aceito por muito tempo, porém somente há alguns anos tem-se a preocupação com a possibilidade de fissuramento nos pavimentos resultante das grandes deformações elásticas que podem acontecer, embora muitas vezes sem ter deformação plástica significativa.

Considera-se que o fissuramento no revestimento pode ser evitado limitando as tensões e deformações de tração nessa camada, enquanto a ruptura nas camadas de materiais granulares pode ser evitada restringindo-se as deformações plásticas verticais a um valor aceitável associado a um número específico de aplicações da carga ou utilizando características tensão-deformação plástica obtidas em ensaios dinâmicos de laboratório com um processo de análise apropriado.

Portanto, é de grande importância ter uma caracterização adequada dos materiais que constituem as camadas da estrutura, no desenvolvimento de um projeto de pavimento flexível. Esta caracterização deve ser feita em ensaios que melhor representem o estado de tensões no campo (ensaios de carga repetida) para a obtenção das constantes elásticas, sejam o módulo resiliente e o coeficiente de Poisson ou os módulos de deformação volumétrica e cisalhante, e as tensões e deformações críticas relativas a um determinado critério de ruptura. Adquirem, então, considerável importância as correlações determinadas em ensaios dinâmicos de laboratório. Estudou-se neste trabalho, sob esses aspectos, as características de deformação recuperável e deforma-

ção permanente de solos granulares graúdos que compõem camadas de base e sub-base de pavimentos.

Os objetivos principais deste trabalho de tese foram o de pôr em funcionamento um equipamento para a realização de ensaios triaxiais de carga repetida em britas, de estabelecer procedimentos de ensaios desses materiais granulares graúdos e de mostrar a influência de alguns fatores no valor dos parâmetros de deformações elásticas e plásticas de uma brita. Na realização dos ensaios de laboratório para a determinação das deformações resilientes seguiu-se em parte a metodologia proposta por Preussler [24], e no caso dos ensaios para determinar a evolução da deformação permanente seguiu-se em parte o procedimento utilizado por Svenson [30].

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O dimensionamento e a avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis são, atualmente, em geral baseados na aplicação da teoria da elasticidade a sistemas em camadas. Isto oferece a possibilidade de uma solução analítica do problema. O sucesso desta metodologia depende da forma e da precisão com que são avaliadas e utilizadas, na análise, as propriedades dos materiais.

A existência de características tensão-deformação do tipo não-linear no comportamento dos solos e materiais granulares já é conhecido há muitos anos e reportado por muitos pesquisadores (e.g. Hicks e Monismith [13]). Dados experimentais mostram que a resposta destes materiais, e especialmente a dos materiais granulares, depende fortemente do estado de tensões atuantes (e.g. Allen et alia [1]). Portanto, o correto conhecimento das condições de tensões no campo é vital para os métodos analíticos de dimensionamento e avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis.

Nos métodos analíticos ou teóricos tenta-se projetar a estrutura do pavimento selecionado e combinando os materiais através da análise das tensões e deformações produzidas pelo tráfego, de forma a não exceder em nenhuma camada a resistência ao cisalhamento e não exceder a resistência à fadiga no revestimento causada pelo carregamento repetido. As espessuras das camadas são determinadas, por exemplo, de forma a impedir que a

tensão vertical máxima (σ_v) atuante no subleito e a deformação de tração máxima (ϵ_t) no revestimento ultrapassem limites permissíveis.

Hã uma série de exigências para que um método analítico dê bons resultados (Mahler e Motta [15]):

- Seleção de um modelo adequado para representar o comportamento tensão-deformação da estrutura do pavimento;
- Seleção de um método de resolução eficiente para o problema matemático que representa o fenômeno;
- Caracterização, sob condições ambientais e de carregamento apropriadas, das propriedades mecânicas dos materiais;
- Definição do critério de projeto e de desempenho em termos do comportamento tensão-deformação (fratura ou ruptura, distorção, desintegração);
- Apresentação do método de projeto numa forma que seja conveniente para o uso dos engenheiros rodoviários.

Os métodos analíticos, como todo método de previsão, por mais bem formulados que sejam, poderão fornecer resultados inadequados se forem alimentados com parâmetros incompatíveis.

2.1 - Condições de Campo e Ensaio de Laboratório

A correta caracterização das propriedades mecânicas dos materiais é um item de importância fundamental. De nada servirá usar teorias sofisticadas ou métodos de resolução poderosos, se o comportamento dos materiais não é devidamente avaliado. Idealmente, as características dos materiais deveriam ser determinadas no campo sob condições reais de operação, mas isto é, em muitos casos, impraticável e a avaliação dos materiais por ensaios de laboratório transforma-se em parte importante do método de projeto.

Quando uma carga de roda se desloca sobre a superfície do pavimento, as várias camadas são submetidas a variações de tensões como as que aparecem na Figura 2.1.

Embora os detalhes destas variações sejam diferentes entre camadas e entre pontos da mesma camada, o padrão básico é o mesmo. A maior diferença, como se aprecia na Figura 2.1, está na tensão horizontal que pode se desenvolver, por exemplo, na parte inferior das camadas rígidas.

Para que um ensaio seja significativo deverá reproduzir tanto quanto possível, as condições de campo. Isto exige que seja dada atenção à história de tensões e às condições da amostra tanto como ao sistema de tensões aplicadas durante o ensaio. Por enquanto, nenhuma das técnicas de ensaio disponíveis é capaz de reproduzir completamente as condições de campo mostradas na Figura 2.1, no laboratório. Dois importantes problemas devem ser resolvidos antes que isto seja possível:

- i) a dificuldade prática de aplicar ambas tensões normais e a tensão cisalhante, diretamente ao corpo de prova, em forma simultânea;
- ii) a aplicação das tensões de tração que ocorrem na parte inferior das camadas rígidas, junto às outras variações das tensões.

No que se refere ao ensaio triaxial de carga repetida, podem se fazer as considerações seguintes (Pell e Brown [23]):

- O estado de tensões vertical e horizontal pode ser reproduzido fazendo pulsantes a pressão confinante e a tensão desvio. Esta variação das tensões deveria ser sobreposta às tensões gravitacionais relativas à profundidade considerada;
- Durante o ensaio, geralmente são medidas as deformações axiais e radiais, resilientes e permanentes. Já que as deformações do corpo de prova são medidas na direção das tensões aplicadas, a deformação permanente obtida não será representativa da deformação do solo no campo, mas será de fato superestimada;
- Se o solo é considerado isotrópico, então as deformações resilientes medidas podem ser consideradas satisfatórias;
- O corpo de prova deveria se comportar em forma análoga ao elemento de solo em campo. No campo há o surgimento de uma tensão cisalhante, a qual

se inverte quando a carga se desloca, e é somente quando esta carga está exatamente sobre o elemento de solo considerado, que as condições de tensão são as mesmas que no ensaio triaxial (Figura 2.1). O efeito da inversão da tensão cisalhante é provavelmente mais marcante nos materiais perto da superfície do pavimento que no subleito ou na sub-base.

Nos comentários anteriores tem-se tratado o problema somente em duas dimensões, desde que as tensões radial e tangencial podem ser consideradas praticamente iguais. Da mesma forma as tensões principais menor e intermediária são aproximadamente iguais.

2.2 - Caminho de Tensões no Ensaio Triaxial

Existem duas formas principais de realizar o ensaio triaxial de carga repetida; com tensão confinante constante (T.C.C.) ou com tensão confinante variável (T.C.V.). Os caminhos de tensões para estes dois métodos estão representados na Figura 2.2.

Para o ensaio T.C.C., quando da aplicação da tensão confinante, ter-se-á um deslocamento desde o ponto O até o ponto A de abscissa σ_3 . Esta tensão se mantém constante, e durante a aplicação da tensão desvio, q , o caminho de tensões segue o caminho \overline{AB} , o qual tem uma inclinação 1:3, ou seja, a reta que define o caminho \overline{AB} é: $p = \sigma_3 + \frac{q}{3}$. O carregamento repetido ficará representado por uma sucessão de caminhos $\overline{AB} - \overline{BA}$.

No ensaio T.C.V., a tensão confinante \bar{e} aplicada simultaneamente com a tensão axial. Na realização do ensaio, a relação q/p permanece constante durante o carregamento. Pode-se ter então inúmeros caminhos de tensões, com inclinações diferentes. Contudo, cada caminho deverá permanecer constante, para os diferentes níveis de tensão, durante o carregamento. A repetição deste será representado por uma sucessão de caminhos $\overline{OB} - \overline{BO}$.

2.3 - Comportamento dos Materiais Granulares sob Carga Repetida

O carregamento repetido sobre os materiais granulares provoca, com cada aplicação, uma deformação a qual é recuperada só parcialmente quando a carga é removida. Se o carregamento continua, a deformação recuperada depois de cada aplicação chega a ser mais ou menos constante, e é denominada deformação resiliente. A deformação irrecuperável acumulada com cada aplicação da carga chama-se deformação permanente.

Quando os materiais granulares são submetidos a estados de tensões longe da ruptura, a deformação irrecuperável diminui com cada repetição da carga, e eventualmente, sob condições drenadas, o comportamento chega a ser quase completamente resiliente. Sob condições não-drenadas, as deformações resilientes e permanentes podem sofrer modificações pelas mudanças na poro-pressão.

Muitos estudos tem-se realizado relativos ao comportamento dos materiais granulares sob carga repetida no ensaio triaxial (e.g. Brown [6], Hicks [1], Paute [2]). A principal conclusão de todos eles é que o comportamento depende fundamen-

talmente do nível de tensões aplicado, e a maioria tem-se concentrado em desenvolver modelos de comportamento tensão-deformação.

2.3.1 - Comportamento Resiliente

Os modelos mais usados para descrever o comportamento resiliente dos materiais granulares são:

- a) o modelo $k-\theta$, que relaciona o módulo resiliente ao primeiro invariante das tensões;
- b) o modelo $k-\sigma_3$ que relaciona o módulo resiliente à tensão confinante;
- c) o modelo K-G, que relaciona o módulo de deformação volumétrica e o módulo cisalhante às tensões octaédricas e ao caminho de tensões.

2.3.1.1 - Modelo $k-\theta$

Muitas das experiências realizadas com materiais granulares (e.g. Witczak e Rada [33]), tem sido realizadas através de ensaios triaxiais de compressão nos quais a pressão confinante, σ_3 , tem-se mantido constante enquanto a tensão desvio, $\sigma_1 - \sigma_3$, é aplicada repetidamente desde zero até $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$. Os resultados são geralmente expressos na forma:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (1)$$

onde θ é o primeiro invariante das tensões à máxima tensão desvio e o módulo resiliente, M_r , é definido como

$$M_r = \frac{\sigma_d^r}{\epsilon_a^r} \quad (2)$$

em que σ_d^r é a tensão desvio repetida e ϵ_a^r é a deformação axial resiliente. Os parâmetros k_1 e k_2 são coeficientes de regressão derivados de resultados de ensaios em laboratório. Em algumas das experiências (e.g. Hicks [11]) foi medida a deformação radial resiliente, ϵ_r^r , e encontrou-se que o coeficiente de Poisson resiliente, ν_r , variava com a relação das tensões principais, σ_1/σ_3 . Em alguns casos foram observados valores superiores de ν_r superiores a 1/2, isto pode-se explicar pelo desenvolvimento do fenômeno da dilatância que ocorre com o carregamento nos materiais granulares. Esse fenômeno está ligado às variações do índice de vazios.

Quando se realizam ensaios com a pressão confinante variável (por exemplo Brown e Hyde [8]), faz-se necessário para interpretar o ensaio, recorrer à forma generalizada da lei de Hooke:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1^r &= \frac{1}{M_r} \left[\sigma_1^r - 2\nu_r \sigma_3^r \right] \\ \epsilon_3^r &= \frac{1}{M_r} \left[\sigma_3^r (1 - \nu_r) - \nu_r \sigma_1^r \right] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Com esta forma de análise poderia-se dizer que a Equação (1) seria aplicável, desde que M_r seja calculado a partir do valor médio de σ_3 . Por outro lado, os ensaios com pressão confinante variável indicaram valores muito menores do coeficiente de Poisson resiliente que ensaios similares com pressão confinante constante.

O modelo k- θ tem sido implementado em vários programas de computador, usando esquemas de cálculo iterativo e incremental, para o projeto estrutural de pavimentos, apesar de suas limitações. Segundo May e Witczak [16] a Equação (1) despreza o efeito da deformação cisalhante e, portanto, aplica-se somente para o caso de pequenos valores dessa deformação.

Witczak, fazendo comparações entre a resposta de um pavimento calculada usando o modelo e medições em campo das deflexões superficiais, encontrou que um ajuste deveria ser feito aos valores de todos os materiais granulares. Foi sugerido por May e Witczak [16], que o fator de ajuste para obter o módulo resiliente efetivo é função da deformação cisalhante induzida pela carga superficial. Ter-se-ia então a expressão seguinte para a Equação (1):

$$M_r = k_3 \theta^{k_4} f(\epsilon) \quad (4)$$

onde $f(\epsilon)$ é uma função que decresce quando ϵ cresce.

2.3.1.2 - Modelo k - σ_3

A forma geral da lei hiperbólica, proposta por Kondner [34] para carregamento estático e estendida por vários pesquisadores (Barksdale [2], Monismith et alii [18]), para carregamento repetido, é:

$$1/E = \epsilon_a / \sigma_d = A + B \epsilon_a \quad (5)$$

onde E é o módulo de elasticidade, ε_a é a deformação axial, A e B são coeficientes de regressão que correspondem ao inverso do módulo tangente inicial (para $\sigma_d = 0$) e ao inverso da tensão de ruptura, respectivamente. A Equação (5) tem sido usada para a caracterização de solos do subleito na modalidade de carregamento estático e para modelagem da deformação sob carga repetida (Barksdale [2]). Segundo Hicks [1] o módulo resiliente pode ser expresso pela relação

$$M_r = k_5 \sigma_3^{k_6} \quad (6)$$

onde σ_3 é a pressão confinante, k_5 e k_6 são coeficientes de regressão. Uma formulação mais correta desta equação tem sido sugerida por Duncan et al. [35] na qual

$$M_r = k'_5 p_a (\sigma_3/p_a)^{k'_6} \quad (6')$$

onde p_a é uma constante dimensional com as mesmas unidades de pressão que M_r e σ_3 . Deve-se mencionar que o modelo k - σ_3 (Eq.6) não descreve o efeito da dilatância e a acumulação das deformações cisalhantes permanentes. Porém, em alguns casos, quando a deformação vertical fica entre 100 e 500 $\mu\epsilon$, o módulo pode ser aproximado pela Equação (6), a qual estabelece que o módulo depende somente da pressão confinante.

2.3.1.3 - Modelo K-G

Vários autores (Boyce [5], Brown e Pappin [9]) tem proposto representar o comportamento dos materiais granulares pelo módulo de deformação volumétrica, K , e pelo módulo cisalhante, G , na forma:

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{p}{\epsilon_v^r} \\ G &= \frac{q}{3\epsilon_q^r} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

onde $\epsilon_v^r = \epsilon_1^r + 2 \epsilon_3^r$ é a deformação volumétrica, $\epsilon_q^r = \frac{2}{3} (\epsilon_1^r - \epsilon_3^r)$ é a deformação cisalhante.

Os resultados de ensaios de compressão podem ser expressos em forma gráfica, em termos das curvas de iso-deformação resiliente cisalhante e volumétrica (Figura 2.3).

Para um material específico, a Figura 2.3.a pode ser usada diretamente na determinação da deformação volumétrica resiliente, para um caminho de tensões determinado, simplesmente subtraindo o valor de deformação para um extremo do caminho do valor da deformação para o outro extremo. As curvas de iso-deformação volumétrica estão dadas por uma equação da forma:

$$\epsilon_v^r = \left(\frac{p'}{A} \right)^m \left[1 - B \left(\frac{q}{p'} \right)^n \right] \quad (8)$$

onde A, B, m, n são parâmetros representativos do material, p' e q são as coordenadas do ponto onde se deseja calcular a deformação.

Para o caso das deformações cisalhantes a situação é mais complicada visto que os resultados são dependentes do caminho de tensões [20]. Na prática, isto significa que a deformação cisalhante resiliente não depende somente dos pontos extremos do caminho de tensões, mas também do seu comprimento. Pappin

e Brown [20] demonstraram que o princípio de superposição, aplicado às deformações volumétricas, é inaplicável às deformações cisalhantes, ϵ_q^r ; porém pode ser aplicado às deformações cisalhantes normalizadas, ϵ_n . As linhas de iso-deformação cisalhante normalizadas estão dadas por uma equação da forma:

$$\epsilon_n = \frac{C \cdot q}{p' + D} \quad (9)$$

na qual C e D são constantes do material e D é o valor negativo de p' por onde passam todas as linhas. A deformação cisalhante real para um caminho de tensões entre os pontos (p'_1, q_1) e (p'_2, q_2) é calculada pela expressão:

$$\epsilon_q^r = C \left\{ \frac{q_1}{p'_1 + D} - \frac{q_2}{p'_2 + D} \right\} \left(\frac{\ell_r}{p'_m} \right)^t \quad (10)$$

onde ℓ_r é o comprimento do caminho de tensões calculado como:
 $\ell_r = \sqrt{p_r'^2 + q_r'^2}$; t é uma constante do material.

Na Tabela 1 apresentam-se alguns valores das constantes para brita calcária com duas granulometrias diferentes. Inclui-se também os valores das constantes para o modelo k- θ .

O modelo K-G para caracterizar o comportamento resiliente dos materiais granulares é mais abrangente e potencialmente mais preciso. Sua aplicação às condições reais em pavimentos tem sido criticada por estar baseada em ensaios triaxiais onde duas tensões principais são iguais. Por outro lado, o modelo apresenta maior complexidade, devido à necessidade de se contar com um equipamento capaz de aplicar a tensão confinante de forma

cíclica e operar com tensões mínimas diferentes de zero, já que se precisa ter uma variedade maior de caminhos de tensões no ensaio.

Tabela 1 - Constantes no Modelo K-G de uma Brita Calcária
(Brown e Pappin [9])

ITEM	CONSTANTE	MATERIAL UNIFORME	MATERIAL GRADUADO
		$\phi_{\max} = 3 \text{ mm}$	$\phi_{\max} = 40 \text{ mm}$
Deform.Volumétrica	A (kpa)	$12,3 \times 10^9$	$1,9 \times 10^{12}$
	B	0,033	0,08
	m	0,5	0,33
	n	3,5	2,0
Deform.Cisalhante	C	0,00055	0,00024
	D (kpa)	130	13
	t	0,45	0,4
Modelo K- θ	k_1^*	19454	8634
	k_2^*	0,5	0,69

(*) O uso destes valores em Equação (1) dá o M_r em kpa.

2.3.2 - Fatores que Afetam o Comportamento Resiliente dos Materiais Granulares

Segundo Preussler [24, 25], baseado nos trabalhos de vários pesquisadores, os seguintes fatores podem afetar o comportamento resiliente dos solos granulares:

- pressão confinante (σ_3)
- razão de tensões principais (σ_1/σ_3)
- número de repetições da tensão desvio
- história de tensões
- duração e frequência de aplicação da tensão desvio
- tipo de agregado
- graduação das partículas ou percentagem de material que passa na peneira # 200
- densidade e umidade de compactação
- tamanho máximo do agregado
- grau de saturação
- temperatura.

Portanto, a determinação do valor apropriado do módulo resiliente deve levar em conta a influência de todos estes fatores. Embora o efeito de vários destes fatores possa ser eliminado ou reduzido através de métodos apropriados de preparação de amostras e procedimentos adequados de ensaio, a preocupação maior é a variação do módulo resiliente com as tensões aplicadas. Assim, grande parte dos trabalhos relativos ao comportamento resiliente referem-se a esta variação. Porém, muitos deles tratam da influência de fatores relativos ao material, tais como graduação das partículas (teor de finos), densidade e umidade de compactação, grau de saturação, no entanto muito pouco se tem com respeito ao tamanho máximo do agregado.

Relativamente à influência do tamanho máximo do agregado, na forma e dimensões do corpo de prova e as consequências que acarreta sobre os resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida, somente pode-se fazer menção às experiências em ensaios estáticos referidas na bibliografia.

2.3.3 - Deformações Permanentes

A análise das deformações permanentes é um problema relativamente complexo, tanto ao nível de sua evolução em função do número de repetições da carga como ao nível das relações entre as tensões e deformações.

A avaliação do afundamento da trilha de roda devido a um determinado tráfego acumulado pode ser feita usando dois métodos diferentes:

- a) das relações entre as tensões (p, q) e as deformações permanentes volumétrica (ϵ_v^p) e cisalhante (ϵ_q^p), que permite a avaliação em qualquer ponto de uma estrutura.
- b) das relações entre as tensões (p, q) e a deformação principal permanente (ϵ_1^p), que permite somente a avaliação do afundamento sob o eixo do carregamento.

Segundo Paute [21], a deformação permanente axial (ϵ_1^p) tem sido convenientemente tratada, em função do caminho de tensões e das tensões aplicadas. Mas, não existem tentativas sa

tisfatórias para descrever a deformação permanente radial (ϵ_3^P) nem a deformação volumétrica (ϵ_V^P).

2.3.3.1 - Deformações Permanentes e Número de Aplicações da Carga

No decorrer dos ensaios de carga repetida, cujos parâmetros p , q são pré-fixados, a deformação axial permanente (ϵ_1^P) evolui com o número de aplicações da carga (N), conforme a uma lei de tipo potencial (Paute [21]):

$$\epsilon_1^P = A \cdot N^B \quad (11)$$

onde A e B são coeficientes determinados experimentalmente. Contudo, os ensaios tem um grau de dispersão para um número N dado. Parece que essa dispersão resulta principalmente do comportamento do solo durante os carregamentos iniciais; assim, diferentes explicações podem ser sugeridas: não homogeneidade do corpo de prova, perturbações durante a montagem, etc. Por outro lado, como é difícil, durante a vida de um pavimento, distinguir as deformações permanentes que se verificam durante a construção das devidas ao tráfego, tem-se proposto (Paute e Martínez [22]) uma relação que produz um melhor ajuste dos resultados experimentais:

$$\epsilon_1^P(N) = \epsilon_1^P(100) + A'(N - 100)^{B'} \quad (12)$$

onde:

$\epsilon_1^P(N)$ é a deformação axial permanente após N aplicações de carga ($N \gg 100$);

$\epsilon_1^p(100)$ é a deformação axial permanente após 100 aplicações de carga;

A' e B' são coeficientes determinados experimentalmente.

Monismith et alii [18] sugeriram que o coeficiente B' depende somente do tipo de solo e que o coeficiente A' é função do nível de tensões, da história de tensões e das condições iniciais do corpo de prova.

2.3.3.2 - Deformações Permanentes e Tensões Aplicadas

A medição da deformação permanente a baixos níveis de tensões, como as que se apresentam nas camadas dos pavimentos, não é tão precisa como a níveis mais altos. Portanto, se a deformação permanente nas pressões baixas pudesse ser determinada a partir de modelos deduzidos das medições feitas nas pressões mais altas, as dificuldades poderiam ser minimizadas.

Tem-se sugerido [34, 35] que os resultados tensão-deformação obtidos de ensaios triaxiais estáticos podem ser representados por uma hipérbole. Da mesma forma, Barksdale [2] tem apresentado dados indicando a aplicabilidade de uma relação desse tipo a resultados de deformação permanente versus tensão, em materiais granulares, para um número específico de aplicações da carga. Esses podem ser representados pela relação:

$$\frac{\epsilon_1^p}{q_r} = \frac{1/K \sigma_3^n}{1 - \frac{q_r \cdot R_f \cdot (1 - \sin \phi)}{2 (c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}} \cdot \left(\frac{N}{N_0} \right)^m \quad (13)$$

onde $K\sigma_3^n$ = módulo tangente inicial; c = coesão; ϕ = ângulo de atrito interno; R_f = constante de ajustamento que depende do tipo de ensaio; m = coeficiente determinado experimentalmente. Estes parâmetros são determinados para um número específico, N_0 , de aplicações da carga.

Por outro lado, Brown e Hyde [8] demonstraram que existe marcada semelhança no comportamento do ponto de vista da deformação permanente axial, entre os ensaios de carga repetida T.C.C. e T.C.V., com as mesmas tensões médias (p_m , q_m) e igual tensão desvio (q_r).

2.3.3.3 - Avaliação do Afundamento da Trilha de Roda

A metodologia mais utilizada para estimar a importância do afundamento da trilha de roda é aplicar a análise elástica a um sistema em camadas representando a estrutura do pavimento, com os materiais caracterizados através de ensaios triaxiais de carga repetida ou ensaios de "creep" (Brown e Bell [7], Monismith [36]). Para que esse tipo de análise e os dados dos ensaios de carga repetida sejam utilizados, deve-se determinar as relações entre deformações plásticas e tensões aplicadas, para os componentes do pavimento.

No método proposto por Barksdale [2] para prever o afundamento da trilha de roda, que poderá ocorrer após um certo número de repetições, cada camada da estrutura é dividida em várias subcamadas e as tensões calculadas no centro de cada subcamada abaixo da carga (Figura 2.4). O cálculo é feito usan-

do teorias elásticas ou viscoelásticas não-lineares. As deformações plásticas podem então ser calculadas no centro de cada subcamada, usando a relação (13) ou fazendo uma interpolação direta das curvas tensão-deformação plástica de laboratório.

A profundidade total da trilha de roda $\bar{\epsilon}$ é então obtida pelo somatório de todos os produtos das deformações plásticas médias no centro de cada subcamada pela espessura de cada subcamada:

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \left[\bar{\epsilon}_i^p \cdot h_i \right] \quad (14)$$

onde:

δ_{total}^p = profundidade total do afundamento da trilha de roda sob o eixo da carga;

$\bar{\epsilon}_i^p$ = deformação plástica média na i-ésima subcamada;

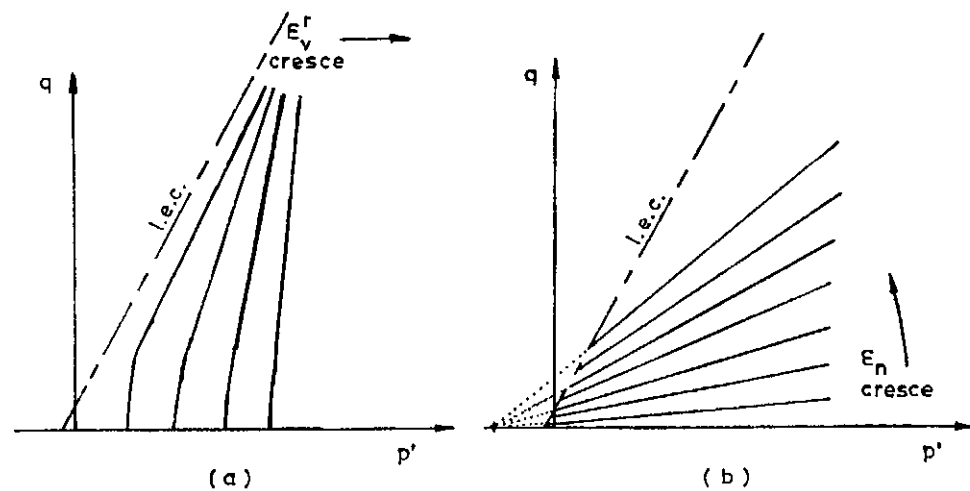
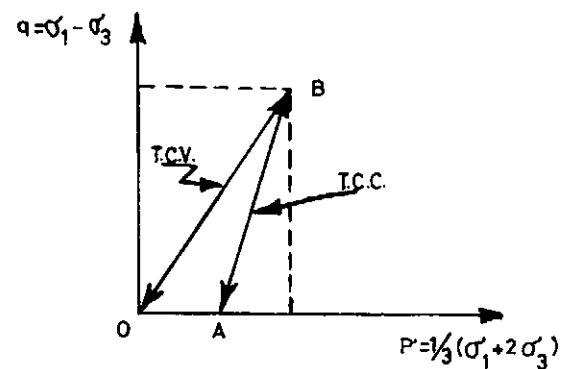
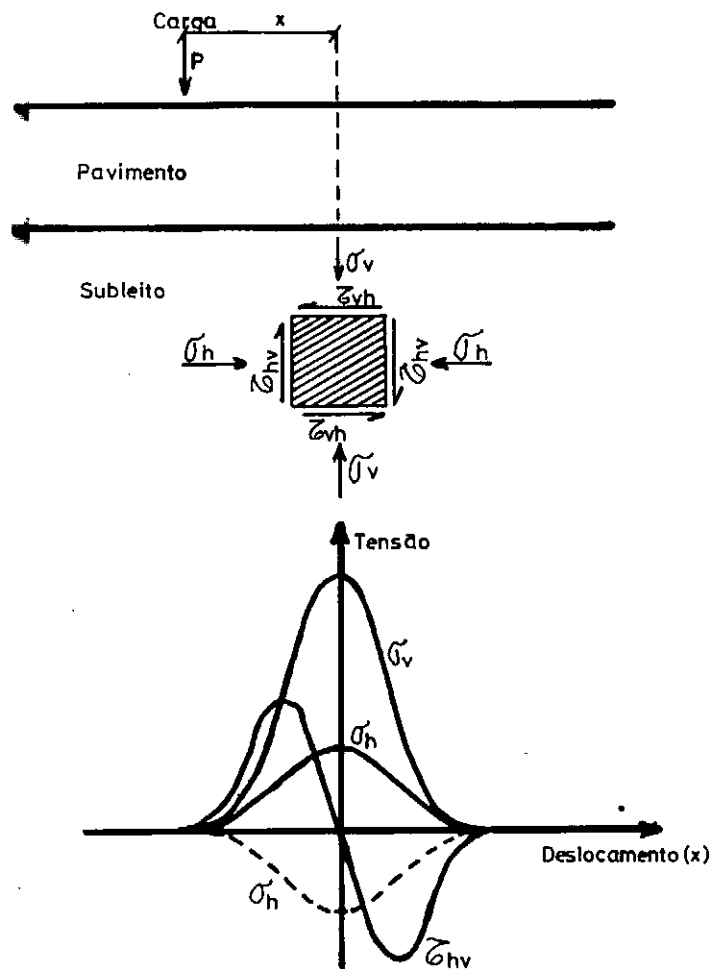
h_i = espessura da i-ésima subcamada;

n = número total de subcamadas.

Este método pode ser aplicado tanto para camadas estabilizadas como não estabilizadas. Por outro lado, a fim de considerar os efeitos das variações com o tempo, nas propriedades dos materiais, o procedimento acima pode ser utilizado para qualquer número de aplicações de carga. A diferença nas deformações plásticas entre incrementos sucessivos do número de aplica-

ções de carga pode ser somado para dar a deformação permanente total que ocorrerá na estrutura do pavimento. Para aumentar a acurácia deste procedimento, tudo o que deve ser feito é aumentar o número de incrementos usados [2].

Outro método, utilizado por Glynn et alii [37], para prever o afundamento da trilha de roda, consiste na análise dos resultados experimentais de laboratório em termos de um módulo de deformação permanente, análogo ao módulo de deformação resiliente, porém, relacionando as tensões repetidas aplicadas às deformações permanentes acumuladas para um número determinado de repetições. Quando esse módulo de deformação permanente é introduzido como dado de módulo de rigidez em programas de elementos finitos, estes calculam a deformação permanente em qualquer ponto do pavimento.



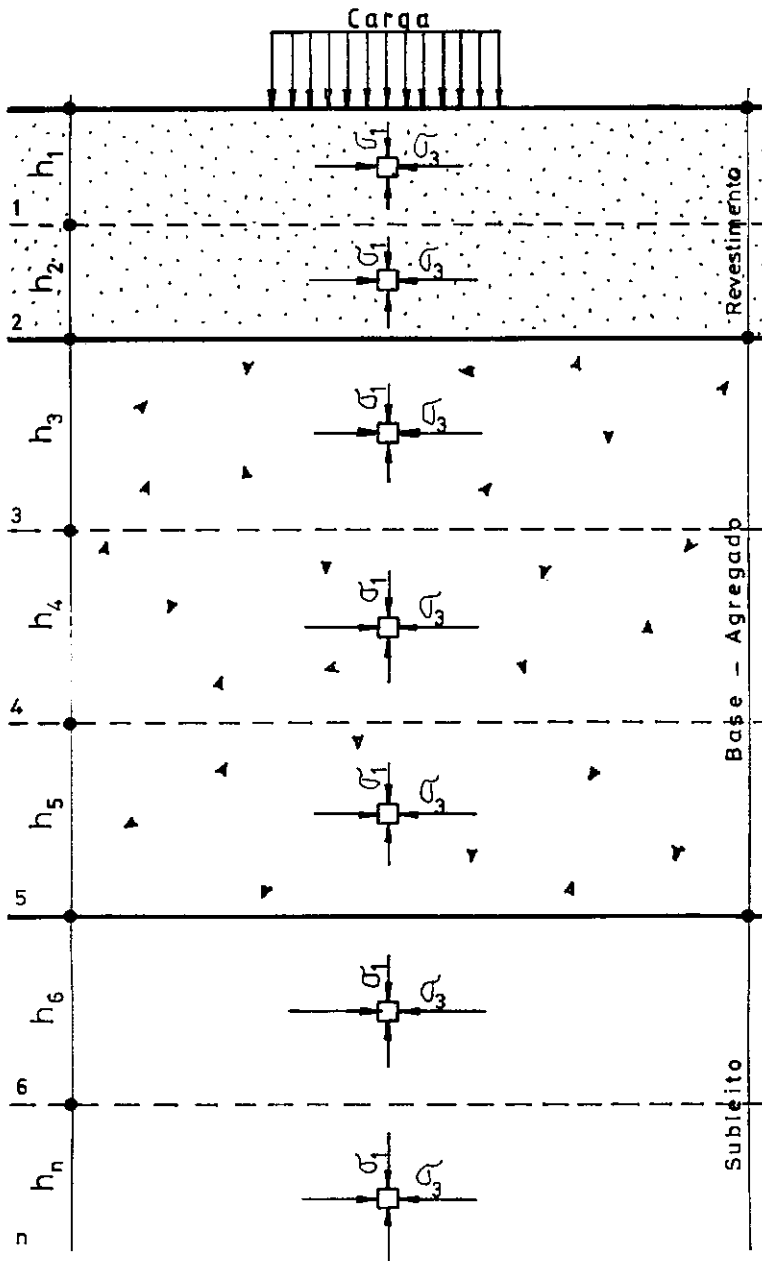


FIG. 2.4.- Idealização de uma estrutura de um pavimento para o cálculo do afundamento da trilha de roda [2].

CAPÍTULO III

EQUIPAMENTO DE LABORATÓRIO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

CAPÍTULO III

EQUIPAMENTO DE LABORATÓRIO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

3.1 - Descrição do Equipamento

A montagem da câmara triaxial para ensaios de carga repetida em amostras de 100 e 150 mm de diâmetro, baseou-se principalmente em um projeto desenvolvido na UFRGS [38]. O sistema de carregamento tem as características do equipamento desenvolvido no laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, por Preussler [24].

A câmara triaxial é apoiada em um pórtico de cargas convencional, composto de duas barras verticais, uma viga inferior fixa e uma viga superior ajustável na qual é montado um cilindro pneumático para a aplicação das forças verticais. O eixo deste cilindro é conectado ao pistão de cargas da câmara triaxial mediante uma junta flexível, com o objetivo de compensar pequenos desalinhamentos entre os eixos dessas peças.

A carga vertical repetida, aplicada por um sistema pneumático de carregamento similar ao montado por Preussler [24], mede-se através de um transdutor de forças aparafusado sob o pistão de cargas. A frequência e duração do carregamento é controlada por um dispositivo eletrônico temporizador ("timer").

A célula triaxial desenvolvida para a realização de ensaios de carga repetida com materiais granulares graúdos é similar às células comuns, as diferenças são seu maior tamanho,

para permitir a montagem interna dos aparelhos de medição de carga e deformações (Kalcheff e Hicks [4]), e as saídas adicionais para os cabos elétricos dos sistemas de medição. Devido ao tipo destes aparelhos, se utiliza ar comprimido para aplicar a pressão de confinamento.

Um sistema de vácuo pode ser ligado à base da cêlula triaxial com a finalidade de permitir a moldagem de solos não coesivos e verificar a integridade da membrana de borracha que envolve os corpos de prova.

Podem-se ensaiar na câmara triaxial, corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro com alturas de 200 e 300 mm, respectivamente. Os pedestais são fixados à base e ao flange de suporte da câmara mediante parafusos. Os cabeçotes possuem uma parte saliente no centro com uma superfície de contato endurecida e retificada, para alojar esferas de aço. Estas são utilizadas para a transmissão das forças verticais, do transdutor de forças ao cabeçote, impedindo a transmissão de forças horizontais.

O cilindro de acrílico utilizado na câmara é reforçado lateralmente através de bandas de fibra de vidro, regularmente espaçadas ao longo da altura do cilindro. O motivo da utilização destes reforços deve-se à adoção de um critério de diimensionamento aparentemente conservador, mas justifica-se pelos seguintes fatos: a) o tubo tem uma costura, resultante do proceso de fabricação, a qual pode-se constituir em um plano de fraqueza; b) a câmara pode ser eventualmente utilizada em ensaios triaxiais com repetição da pressão de confinamento, caso no qual deve-se considerar a influência de fenômenos de fadiga na resis-

tência do acrílico; c) possibilidade de fissuramento progressivo do tubo de acrílico em presença de solventes orgânicos, com a consequente redução da seção resistente; d) riscos adicionais devido à utilização de ar comprimido para aplicação da pressão confinante. Como consequência do ar ser um fluido muito compressível, os riscos para o ambiente do laboratório decorrentes de uma eventual ruptura do tubo aumentam, portanto nunca deve-se dispensar o uso de um tubo de tela de aço externo à câmara, para proteção.

A seguir faz-se uma breve descrição dos sistemas de medição de força e deformações.

3.1.1 - Medição da Força Vertical

Para a medição da força vertical aplicada ao corpo de prova, utiliza-se um transdutor instalado sob o pistão de cargas da câmara triaxial. O elemento sensível deste transdutor consiste em um conjunto de vigas engastadas a um anel rígido externo e a um eixo vertical interno, contendo extensômetros elétricos de resistência, colados na parte central das vigas e montados em ponte completa. Este elemento sensível é aparafusado à base do transdutor.

Como o transdutor deve ser sensível somente a forças verticais centradas e não a momentos devidos a excentricidades da carga, nem às variações de pressão de confinamento ou de temperatura, certos cuidados são necessários. Para a compensação das excentricidades da carga, os extensômetros são dispostos simetricamente com relação ao eixo do transdutor, de modo que a qualquer acréscimo de tensão em um extensômetro, devido a um mo-

mento, corresponda um decrêscimo igual no simetricamente oposto, anulando-se esses acrêscimos no condicionador de sinais, e restando somente o sinal de carga centrada. Para que o transdutor seja insensível às variações da pressão de confinamento, adotou-se a solução de construir parte da tampa em borracha e em preencher o interior do transdutor com óleo. Como a borracha da tampa é muito flexível, a pressão no interior do transdutor é sempre igual à de confinamento, não afetando a medição da força vertical aplicada ao pistão de cargas. Para compensar a influência da temperatura, leva-se em conta recomendações como: escolher extensômetros do mesmo tipo, lote e número de série; com número de autocompensação adequado ao coeficiente de dilatação térmica do material do elemento sensível e dispondo os extensômetros em forma simétrica em relação ao eixo do transdutor, para que todos tenham idêntica oportunidade de dissipar o calor gerado pela excitação.

Os fios do transdutor são retirados de sua cavidade interna através de um furo central, o qual é vedado com resina epoxi. Os mesmos fios são retirados da câmara triaxial através de um furo no pistão de cargas para o indicador de deformações ("Strain Indicator"). Este último processa o sinal de resposta do transdutor, para que possa ser registrado em um oscilógrafo. Uma calibração faz-se necessária a fim de correlacionar as forças com o valor dos registros. Devem ser obtidas as curvas de calibração e os parâmetros característicos dessa calibração tais como não-linearidade, histerese, desvio de zero e sensibilidade (Morgan e Moore [19]).

3.1.2 - Medição das Deformações

Como se descreve na literatura [14, 19, 3], deve-se utilizar em ensaios triaxiais cíclicos, os transdutores de deslocamentos do tipo LVDT ("Linear Variable Differential Transformer") situados no interior da câmara triaxial. O objetivo desta configuração, na medição dos deslocamentos axiais, é evitar erros decorrentes de deformações não controladas das peças metálicas solidárias ao pistão de cargas (transdutor de forças, conexões rosqueadas e outros). Isto é importante já que os níveis de tensão aplicados são relativamente baixos e as pequenas deformações dos corpos de prova podem ser da mesma ordem de grandeza dos erros mencionados.

As deformações axiais são medidas usando-se dois LVDTs fixados, mediante suportes de PVC, ao cabeçote do corpo de prova. Para permitir o ajuste do zero dos LVDTs, seus núcleos são apoiados sobre dispositivos de ajuste micrométrico, instalados na base da câmara triaxial e manipulados exteriormente.

As deformações radiais podem ser medidas por dois LVDTs, fixados diretamente ao corpo de prova por um par de alças. Situam-se estas alças distantes entre si de aproximadamente um terço da altura da amostra.

O sinal de resposta dos LVDTs passa por um condicionador de sinais para que possa ser registrado no oscilógrafo. Deve-se então fazer uma calibração para correlacionar os registros às deformações.

As deformações axiais permanentes também podem ser medidas mediante um extensômetro mecânico apoiado sobre um dispositivo de acrílico fixado ao pistão de cargas no exterior da câmara triaxial.

Na Figura 3.1 apresenta-se o esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida em amostras de 100 e 150 mm de diâmetro, desenvolvido para a realização deste trabalho de tese.

A instalação dos aparelhos para a medição das deformações axiais e radiais apresenta-se na Figura 3.2; na Figura 3.3 tem-se a câmara triaxial montada para a realização do ensaio.

3.2 - Causas de Erro

Os valores dos parâmetros determinados a partir dos ensaios podem ser afetados por erros de medição, leitura de registros e instrumentação, como os listados a seguir:

- a) erro na medição da altura e diâmetro do corpo de prova;
- b) precisão na leitura dos registros do oscilógrafo, na medição da tensão desvio e as deformações axiais e radiais;
- c) atrito entre cilindros e núcleos dos LVDTs, afetando o valor das deformações;

- d) rigidez das alças, prejudicando a liberdade de deformação do corpo de prova.

3.3 - Limitações Atuais do Equipamento

a) A pressão de confinamento no interior da câmara triaxial não pode ser aplicada repetidamente, devendo ser estática. Esta limitação não tem muita influência no caso do módulo resiliente, mas sim na determinação do coeficiente de Poisson.

b) É possível a determinação do módulo resiliente em corpos de prova de até 150 mm de diâmetro.

c) No caso do coeficiente de Poisson, o sistema de medição das deformações radiais não tem dado resultados confiáveis.

d) Embora a utilização de um transdutor de forças diretamente sobre as amostras aumente a precisão da carga repetida desejada, esta precisão fica prejudicada pela baixa resolução do sistema de registro. Isto é particularmente importante para valores pequenos da carga aplicada. A utilização de um transdutor de pressão na base e o melhoramento dos sistemas de aquisição de dados permitiria um melhor controle do nível de tensões aplicadas.

3.4 - Procedimento de Ensaio

A primeira etapa consiste na preparação dos corpos de prova, a qual é dependente do tamanho máximo dos grãos e

é também função das características do material a se estudar. O método de preparação depende da coesão que apresente o material. Nos casos em que o solo apresenta coesão suficiente para que o corpo de prova se mantenha indeformado durante o manuseio que implica o transporte e instalação na câmara triaxial, as amostras de material granular podem ser preparadas em moldes especiais (bi ou tri-partidos), pelos métodos de compactação apropriados, fora da base da câmara. Se o material não apresenta coesão suficiente, os corpos de prova podem ser preparados, sobre a base da câmara triaxial, segundo o método publicado pelo Transportation Research Board [31] ou através do procedimento utilizado por Paute e Martínez [22].

Após sua preparação, os corpos de prova são levados à câmara triaxial e montados na base com a pedra porosa. As seguintes etapas são realizadas a seguir:

- colocação do cabeçote e retirada do molde;
- medição da altura e diâmetro da amostra;
- colocação da membrana envolvente;
- verificação da integridade da membrana mediante vácuo aplicado na base da amostra;
- colocação do par de alças e fixação dos LVDTs para medição da deformação radial;
- colocação dos LVDTs, no cabeçote, para medição da deformação axial.

Após estas etapas, a célula é fechada e aplica-se uma pressão interna correspondente ao confinamento desejado. Aplica-se uma seqüência de carregamentos dinâmicos (fase de condicionamento) para eliminar imperfeições na moldagem, irregularidades iniciais de contato e as grandes deformações permanentes que ocorrem durante as primeiras aplicações da tensão desvio. Este condicionamento também reduz o efeito do caminho de tensões no comportamento resiliente [32].

Terminado o condicionamento, a seqüência de carregamento imposta ao corpo de prova para a caracterização do comportamento resiliente, foi a que vem sendo utilizada no momento no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE (Quadro 3.1).

A freqüência do carregamento foi de 1 Hz e a duração de 0,1 segundos aproximadamente.

Os registros de deformação foram feitos após 100 aplicações de cada tensão desvio, paralelamente ao registro dessa tensão.

No caso dos ensaios de deformação permanente, somente um nível de tensão, previamente escolhido, é utilizado. Contudo o corpo de prova não é condicionado pois há interesse em se conhecer as deformações permanente e recuperável desde a primeira aplicação da carga. Neste tipo de ensaio registram-se as deformações totais medidas pelos LVDTs. As deformações permanentes são também registradas por um extensômetro mecânico. Todos os registros são feitos após 1, 10, 100, 1000, 10000 e 100000 aplicações da tensão desvio.

Quadro 3.1 - Seqüência de Carregamento para a Determinação do \bar{M}_0
 dulo Resiliente em Materiais Granulares

σ_3 kgf/cm ²	σ_d kgf/cm ²	σ_1/σ_3
0,21	0,21	2
	0,42	3
	0,63	4
0,35	0,35	2
	0,70	3
	1,05	4
0,525	0,525	2
	1,05	3
	1,575	4
0,70	0,70 (a)	2
	1,40	3
	2,10 (a)	4
1,05	1,05	2
	2,10	3
	3,15 (a)	4
1,40	1,40	2
	2,80	3
	4,20	4

(a) Tensões de condicionamento.

Os ensaios foram realizados em condições drenadas, procedimento que além de simular melhor as condições de base e sub-base dos pavimentos, elimina o efeito da entrada de ar para o interior das amostras.

Dois ensaios foram realizados em condições não drenadas e seus resultados serão comentados em Capítulo posterior.

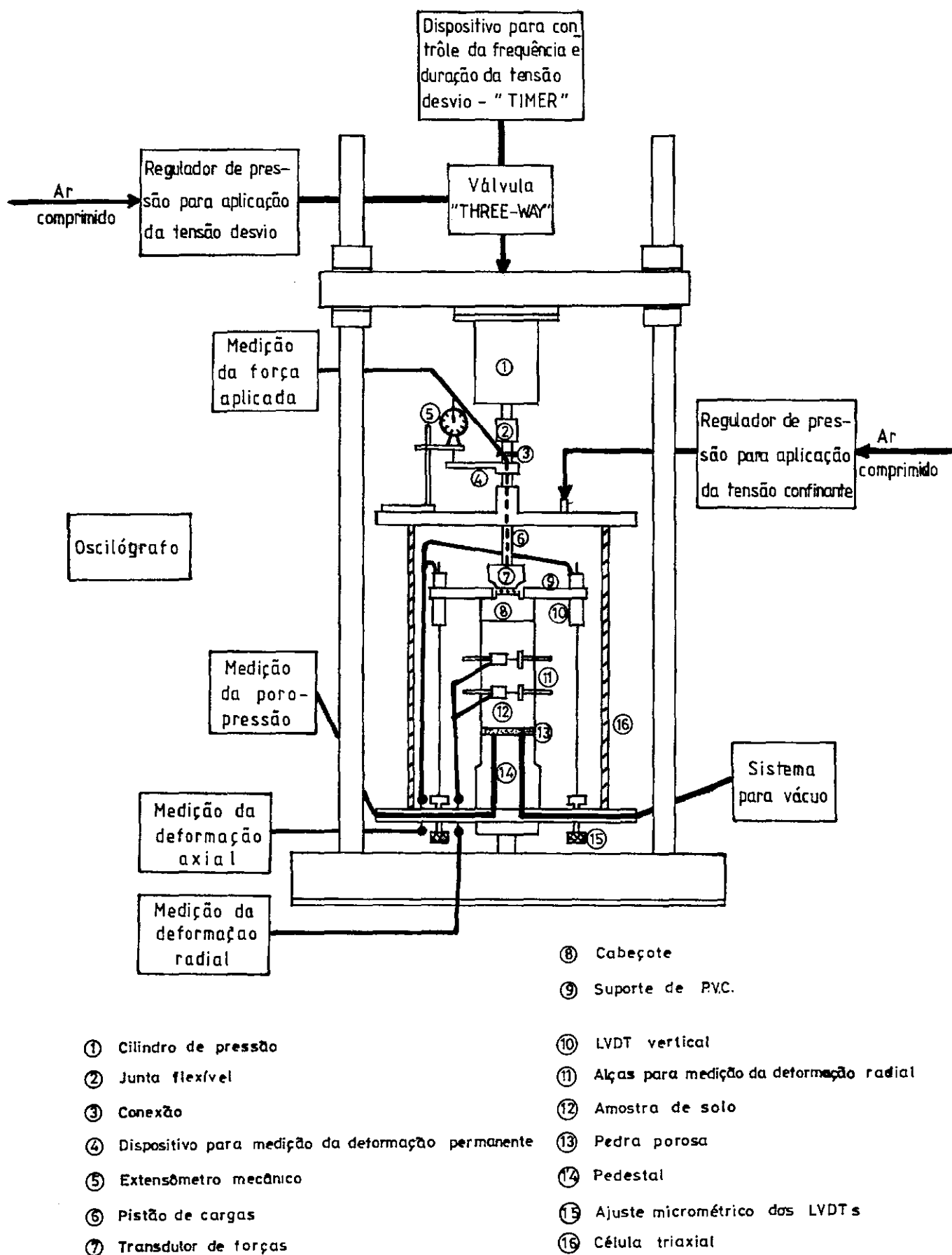


FIG. 3.1.- Esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida.

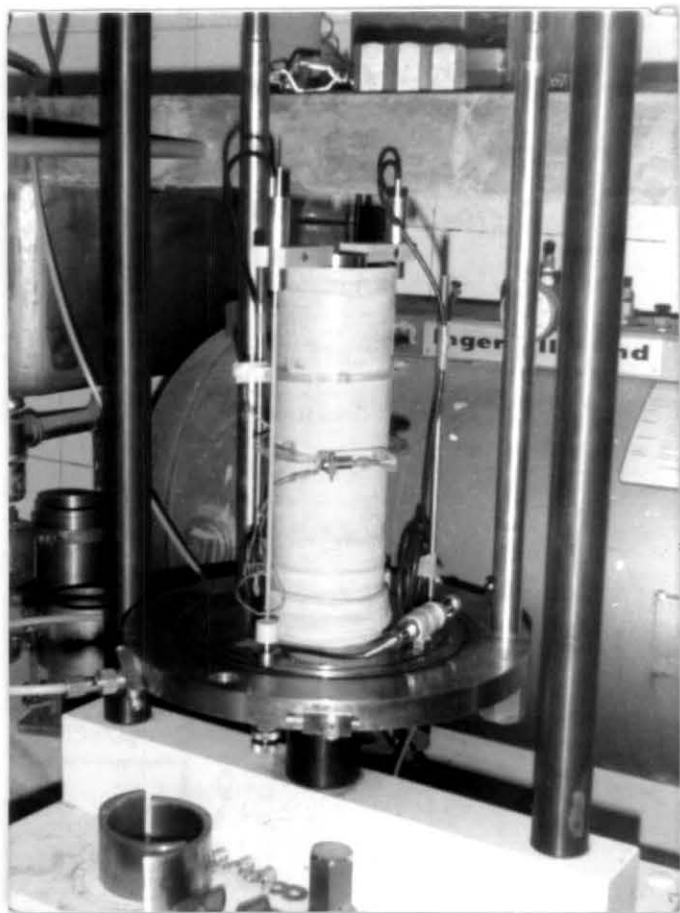


Figura 3.2 - Aparelhos
para Medição das Deforma
ções.



Figura 3.3 - Câmara Tria
xial Pronta para En-
saio.

CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL ESTUDADO

CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL ESTUDADO

4.1 - Dados Geotécnicos e Físico-Químicos

O material deste estudo é uma brita graduada utilizada na camada de base do trecho Mañilha-Duque da rodovia BR-101 no estado do Rio de Janeiro.

Os resultados da análise de uma amostra desta brita graduada, realizada no laboratório de solos do IPR-DNER, encontram-se descritos da seguinte forma:

- "Amostra de Brita Graduada

1 - O Pó

Constituído por grãos sadios de palhetas de mica biotita, de partículas escuras de óxido de ferro e/ou de piroxênios e anfíbolios, por grãos de feldspatos e por uma grande maioria de partículas de quartzo são, angulosos, leitosos e/ou hialinos. Há presença insignificante de argila não expansiva.

2 - A Brita

Constituída por pedaços de rocha metamórfica do tipo gnaiss biotítico ou biotita-gnaiss e, as vezes, por pedaços de mineral são da família dos feldspatos. Com alguma frequência, há pedaços de feldspatos rosa ou ortoclásio que encerram con

concentrações de palhetas de mica branca ou muscovita cuja presença denuncia a origem hidrotermal de alguns minerais. Na jazida ou pedreira, essas concentrações com certeza formam veios que podem dar um caracter heterogêneo à rocha, provocando o surgimento de descontinuidade. Embora a amostra examinada esteja sã (minerais primários com brilho e cor intensos sob aumento de 63 x) e se mostre muito coerente (C_1), numa escala que vai até ao friável (C_4), é preciso atenção para que durante a exploração (detonação, carregamento e britagem) ela não seja indesejavelmente contaminada por áreas de descontinuidades mais alteradas que possam existir na pedreira".

Os resultados de outros ensaios de caracterização da mesma brita graduada, realizados no laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE, encontram-se resumidos no Quadro 4.1.

4.2.- Preparação do Material para Ensaio

No intuito de verificar a influência do tamanho máximo do agregado no comportamento resiliente do material granular, eliminando o fator relativo ao tipo de agregado, prepararam-se dois tipos de material tendo como origem a mesma brita.

O primeiro tipo (Brita I) foi obtido substituindo a fração retida na peneira de 3/4 pol., por uma quantidade igual de material que passa na peneira de 3/4 pol. e fica retido na peneira nº 4. O segundo tipo (Brita II) obteve-se substituindo a fração retida na peneira de 3/8 pol., por igual quantidade de material passando na peneira de 3/8 pol. e que fica retido na peneira nº 8.

Quadro 4.1 - Características dos Materiais Estudados

TIPO DE MATERIAL	$\gamma_{s_{m\bar{a}x}}^*$ (gf/cm ³)	hot %	% EM PESO PASSANDO NAS PENEIRAS (mm)					γ_d (gf/cm ³)	LL %	LP %	IP %	CLASSIFICAÇÃO	
			19,1	9,5	2,38	0,42	0,075					HRB	USCS
Brita "original"	-	-	97	70	47	24	5	2,701	-	-	NP	A-1-a (0)	SP
Brita I	2,233	5,5	100	75	47	25	5	2,701	-	-	NP	A-1-a (0)	SP
Brita II	2,216	5,5	100	100	50	25	5	2,701	-	-	NP	A-1-a (0)	SP

(*) Energia do Proctor Modificado.

Na Figura 4.1 apresentam-se as curvas granulométricas dos materiais preparados e, para comparação, a curva granulométrica da brita "original".

4.3 - Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram executados mecanicamente nas dependências do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE.

Os materiais foram compactados na energia do Proctor Modificado e as curvas de compactação apresentam-se na Figura 4.2. Traçaram-se também as curvas de saturação de 60%, 80% e 100%, para cada material. Cabe salientar que todos os ensaios de compactação foram realizados segundo o procedimento adotado pelo DNER.

4.4 - Preparação dos Corpos de Prova

Todos os corpos de prova com 100 mm. de diâmetro foram compactados em um molde tripartido de aço endurecido. Após ter agregado a quantidade de água correspondente à umidade ótima e ter misturado à mão, até obter uma boa uniformidade, o material necessário para compactar cada corpo de prova era colocado em um saco plástico e guardado na câmara úmida durante 24 horas.

Os corpos de prova foram compactados em 8 camadas iguais, usando a energia do Proctor Modificado, deixando-os de um a dois milímetros mais altos que a altura prefixada para ensaio. Ainda no molde, eram levados para uma prensa de ensaio e

comprimidos, sempre aplicando a mesma força, até a altura desejada. Utilizou-se este procedimento com o objetivo de se obter uma superfície plana e nivelada no topo do corpo de prova, o que é necessário para conseguir medidas consistentes nas deformações axiais permanentes. O corpo de prova era então instalado na base da câmara triaxial. Retirava-se o molde, batendo-o cuidadosamente, após ter sido colocado o cabeçote.

Os corpos de prova de 50 mm de diâmetro foram preparados por compactação estática em um molde especial, de aço endurecido, em três camadas iguais, sendo que a camada central era compactada primeiro. As camadas dos extremos foram sempre compactadas juntas, até obter a altura desejada de 100 mm.

Não se fez ensaios em corpos de prova de 150 mm de diâmetro, já que não se pôde contar com o molde para compactar as amostras nem com membrana de borracha dessas dimensões.

Cabe salientar que todos os corpos de prova ficaram com grau de saturação entre 55% e 80%.

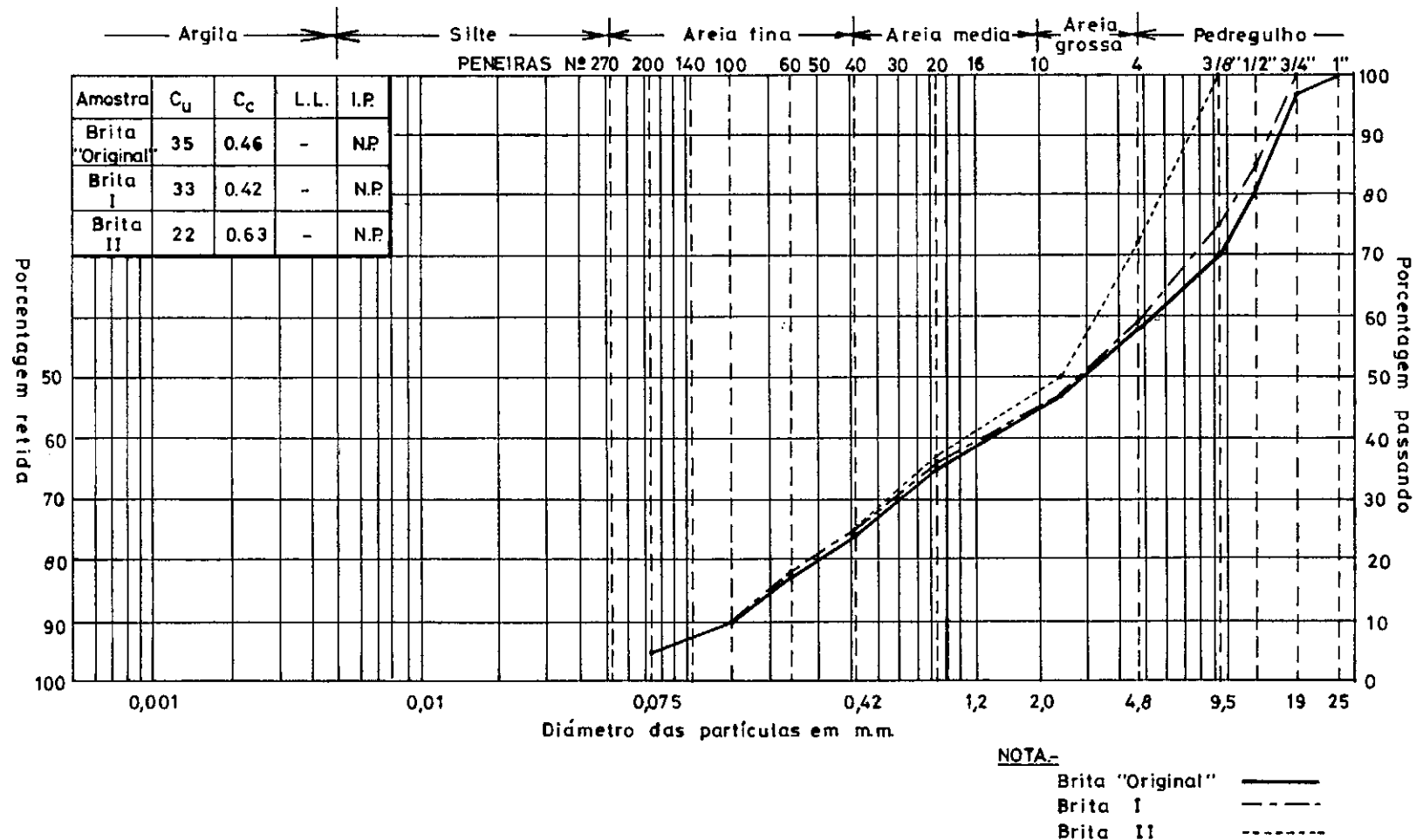


FIG. 4.1.- GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS ESTUDADOS.

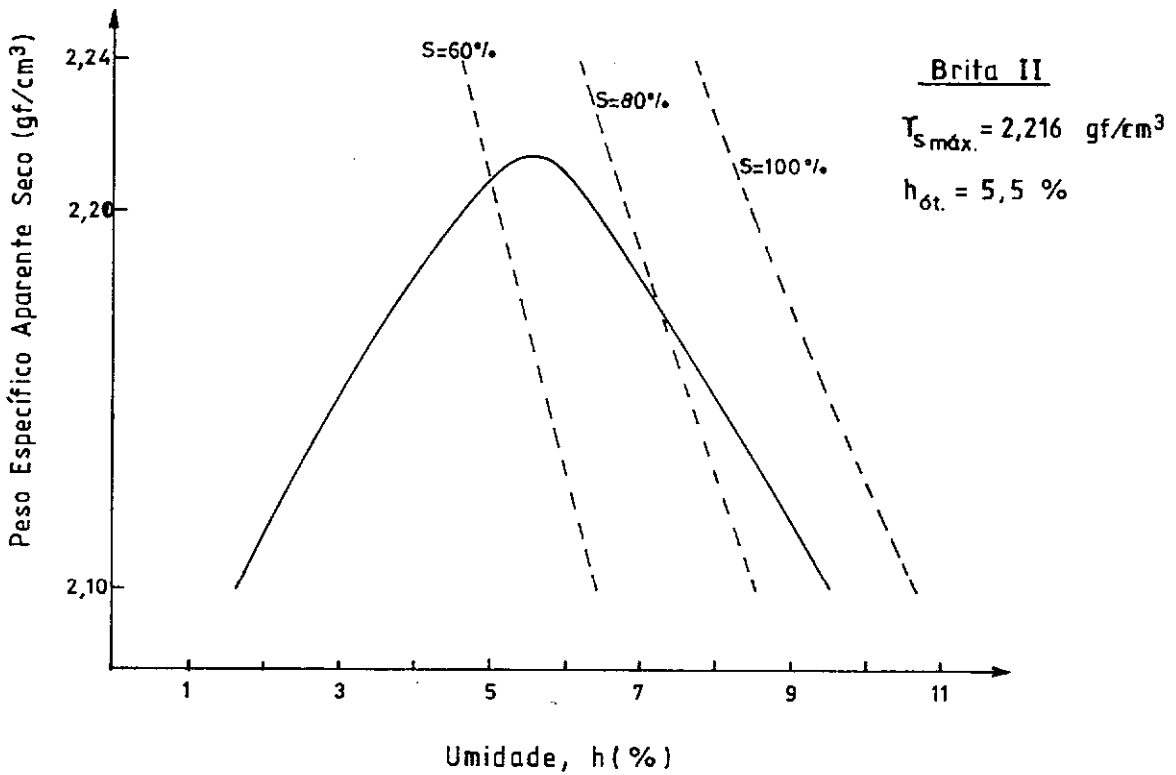
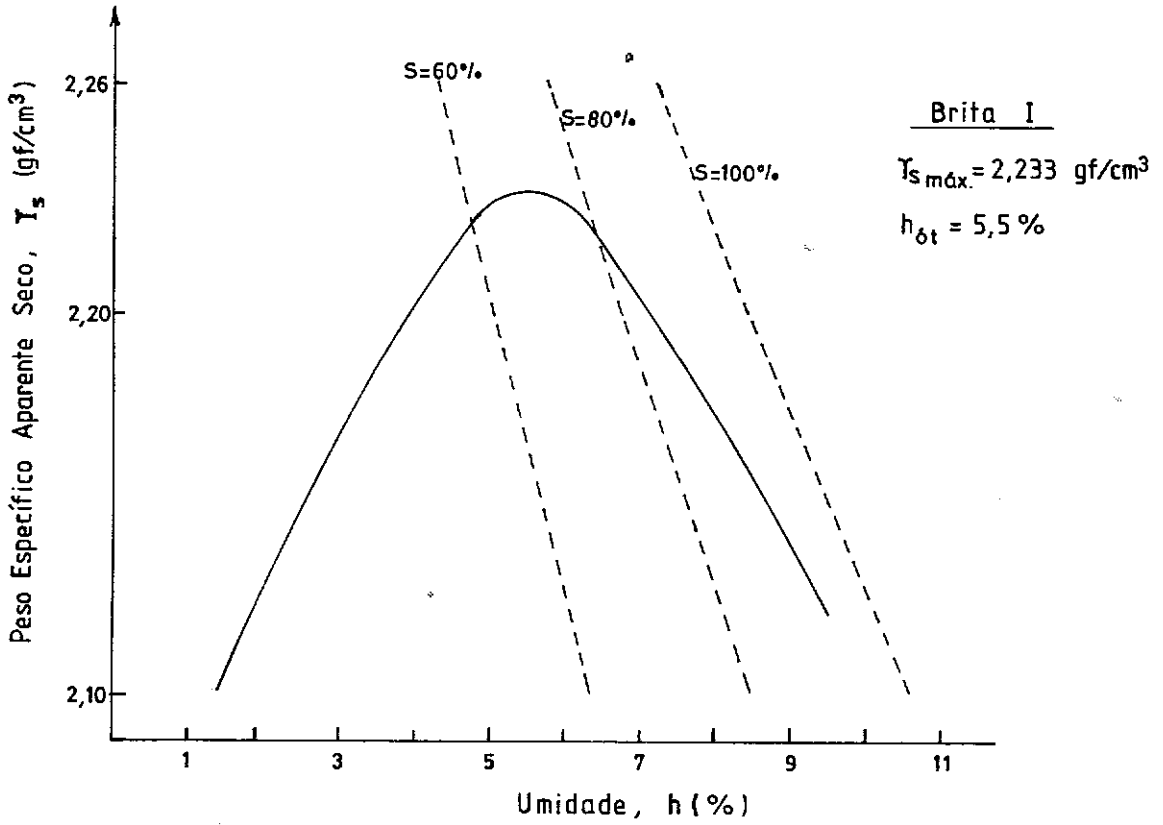


FIG. 4.2- Curvas de compactação das britas.

CAPÍTULO V

RESULTADOS DOS ENSAIOS

CAPÍTULO V

RESULTADOS DOS ENSAIOS

A fim de estudar o comportamento sob carga repetida dos materiais granulares neste trabalho de tese, foram realizados ensaios triaxiais para os níveis de tensões correspondentes à metodologia adotada (Capítulo III) e as deformações medidas. No caso da determinação do módulo resiliente as deformações foram medidas após a aplicação de 100 repetições de cada tensão desvio.

A fase de condicionamento tanto como os ensaios foram realizados sempre na condição drenada. Outras condições comuns para os ensaios foram:

- temperatura ambiente
- frequência de aplicação da carga (1 Hz)
- duração da carga (0,1 seg., aproximadamente)

Tentou-se sempre compactar os corpos de prova na umidade ótima para a energia do Proctor Modificado. Esta condição não foi cumprida com exatidão na moldagem e as unidades obtidas no laboratório apresentaram diferenças, porém sempre inferiores a 0,5%. As diferenças originadas nas densidades foram inferiores a 0,04 gf/cm³, o que corresponde a menos de 2% da densidade desejada.

5.1 - Influência das Tensões Aplicadas nas Propriedades Resilientes dos Materiais Ensaaiados

5.1.1 - Influência da Tensão Desvio

A variação do módulo com a tensão desvio não fica perfeitamente definida e foram verificadas tendências similares às mencionadas por Preussler [24].

Na Figura 5.1 apresenta-se o efeito da tensão desvio no módulo resiliente, para um comportamento típico das amostras de solo estudadas.

Levando em conta o que diz Preussler [24], em relação aos erros de leitura e instrumentação e considerando que o sistema de carregamento e os aparelhos de medição são similares aos utilizados por ele, pode-se também concluir em termos gerais, que o módulo resiliente varia pouco com o valor da tensão desvio repetida para as amostras estudadas.

5.1.2 - Influência da Pressão Confinante

Verificaram-se grandes variações do módulo resiliente com a mudança da pressão de confinamento, o que é apresentado na Figura 5.1.

Os resultados dos ensaios realizados mostram, do mesmo modo que em pesquisas anteriores realizadas com areias e pedregulhos submetidos a carregamentos repetidos, que o módulo resiliente aumenta sensivelmente com a pressão confinante e é pou-

co afetado pela tensão desvio (Hicks [11], Preussler [24], Trichês [32], Witczak e Rada [33]).

Por conseguinte, para fins práticos, a influência da tensão desvio pode ser desprezada, adotando-se um valor médio, e o módulo resiliente analisado apenas em função da pressão confinante. Neste caso poderia-se aplicar o modelo hiperbólico para descrever o comportamento resiliente dos materiais granulares.

5.1.3 - Parâmetros de Resiliência

Os modelos mais usados para representar o comportamento resiliente podem ser expressos pelas relações já apresentadas no Capítulo II. Devido às limitações do equipamento não foi possível determinar os parâmetros de comportamento do modelo K-G, o qual é tido como um modelo mais fundamental.

As relações são:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} (1) \quad \text{e} \quad M_r = k_5 \sigma_3^{k_6} (6)$$

onde:

M_r = módulo de deformação resiliente (kgf/cm)

θ = soma das tensões principais

σ_3 = pressão confinante

k_1, k_2, k_5, k_6 = parâmetros de resiliência.

Nas Figuras 5.2 até 5.11, estão traçados os valores dos módulos resilientes em função da pressão confinante e do primeiro invariante das tensões (soma das tensões principais) em escala log-log. Usando regressão linear obteve-se os parâmetros de resiliência, os quais são também apresentados nas mesmas figuras.

O Quadro 5.1 resume os resultados dos ensaios, aplicando a metodologia adotada para a determinação do módulo resiliente. Coeficientes de correlação (r) altos indicam que as expressões estão representando bem os módulos em função das tensões. Pode-se observar que os coeficientes para a relação do módulo com a pressão confinante são mais altos, porém aquela que relaciona o módulo a soma das tensões principais considera a influência combinada das tensões desvio e de confinamento, esta é uma das razões pela qual vem sendo mais utilizada. Contudo, poderia-se fazer uma correção como foi visto no Capítulo II. Rada e Witczak [28] sugeriram que a função $f(\epsilon)$ da Equação (4) pode ser aproximada por uma função potencial. A Equação (4) tomaria a forma seguinte:

$$M_r = k_3 \theta^{k_4} \epsilon_a^c \quad (15)$$

com $\epsilon_a > 10^{-5}$, ou

$$M_r = k_3' \theta^{k_4'} \sigma_d^{c'} \quad (16)$$

com $\sigma_d > 0,1 \sigma_3$.

Quadro 5.1 - Resumo das Constantes k_1 , k_2 , k_5 , k_6 dos Modelos de Comportamento $k - \theta$ e $k - \sigma_3$
(Equações 1 e 6) - M_r , θ , σ_3 em kgf/cm²

MATERIAL	CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO			$M_r = k_1 \theta^{k_2}$ (1)			$M_r = k_5 \sigma_3^{k_6}$ (6)			OBSERVAÇÕES
	UMIDADE (%)	SATURAÇÃO (%)	PESO ESP. (gf/cm ³)	k_1	k_2	r	k_5	k_6	r	
Brita I	5,54	66,5	2,205	2058	0,381	0,768	3867	0,397	0,855	* Corpos de prova de diâmetro 100 mm
	5,87	68,6	2,195	2709	0,408	0,891	5324	0,454	0,960	
	5,96	76,3	2,231	1294	0,611	0,974	3481	0,639	0,987	
Brita II	5,45	64,3	2,197	1251	0,526	0,966	2940	0,555	0,987	* Corpos de prova de diâmetro 100 mm * * *
	5,62	69,3	2,216	2153	0,230	0,646	3158	0,261	0,754	
	5,75	67,5	2,196	2116	0,242	0,546	3191	0,308	0,719	
	6,07	77,0	2,226	2157	0,238	0,516	3244	0,326	0,703	
Brita II	4,88	66,9	2,187	1156	0,706	0,952	4145	0,730	0,990	Corpos de prova de diâmetro 50 mm
	4,95	56,0	2,173	3318	0,459	0,885	7237	0,515	0,961	
	6,14	55,0	2,165	2369	0,345	0,753	4324	0,448	0,885	

OBS.: r é o coeficiente de correlação linear na representação log-log.

* Ensaios realizados sem célula de carga interna.

Resultados experimentais (Witczak e Rada [33]) tem sido utilizados junto com análise de regressão múltipla para deduzir os parâmetros k_3' , k_4' e c' do material na Equação (16). O quadro 5.2 apresenta os parâmetros de resiliência, obtidos para os materiais ensaiados, das Equações (1), (15) e (16). Pode-se observar que o coeficiente de correlação (r) para o modelo expresso pela Equação (15) é maior em todos os casos, o que indica uma melhor representação dos módulos resilientes e, portanto, uma predição muito mais perto do comportamento real.

A Figura 5.12 mostra claramente que, para valores baixos da deformação vertical, o módulo decresce enquanto a deformação vertical cresce. O aumento nos valores do módulo ocorre para valores da relação (σ_1/σ_3) maiores que 3. Conforme Figura 5.12, a Equação (1) não descreve o ramo descendente da curva e prediz um ramo ascendente bastante marcado. Deve-se lembrar que, de acordo com May e Witczak [16], a Equação (1) despreza o efeito da deformação cisalhante e, portanto, aplica-se somente para valores baixos dessa deformação.

Nas Figuras 5.13 e 5.14 apresentam-se comparações dos módulos obtidos no ensaio com as predições feitas usando as Equações (15) e (16) respectivamente. Nota-se que as predições são bastante melhores, destacando-se a que tem sido feita com a Equação (15), já que apresenta um coeficiente de correlação mais alto.

Contudo, tem-se uma falta de ajuste a qual é atribuída com frequência às condições axissimétricas do ensaio tria-

Quadro 5.2 - Resumo das Constantes k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , c , k'_3 , k'_4 , c' do Modelo $k-\theta$ (Equações 1, 15 e 16)

M_r , θ , σ_d em kgf/cm²

MATERIAL	$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (1)$			$M_r = k_3 \theta^{k_4} \epsilon_a^c \quad (15)$					$M_r = k'_3 \theta^{k'_4} \sigma_d^{c'} \quad (16)$				
	k_1	k_2	r	k_3	k_4	c	r_m	S_m	k'_3	k'_4	c'	r_m	S_m
Brita I Corpos de prova de diâmetro 100mm	2058	0,381	0,768	86	0,594	-0,375	0,952	0,039	1403	0,806	-0,447	0,886	0,062
	2709	0,408	0,891	153	0,631	-0,319	0,988	0,022	1686	0,880	-0,426	0,974	0,032
	1294	0,611	0,974	193	0,725	-0,230	0,994	0,022	967	0,901	-0,262	0,989	0,029
Brita II Corpos de prova de diâmetro 100mm	1251	0,526	0,966	190	0,659	-0,228	0,992	0,021	932	0,818	-0,264	0,988	0,027
	2153	0,230	0,646	97	0,507	-0,359	0,927	0,039	1434	0,650	-0,419	0,831	0,059
	2116	0,242	0,546	81	0,537	-0,378	0,933	0,036	1322	0,737	-0,484	0,832	0,056
	2157	0,238	0,516	69	0,577	-0,391	0,937	0,037	1213	0,811	-0,518	0,835	0,059
Brita II Corpos de prova de diâmetro 50mm	1156	0,706	0,952	25	0,870	-0,493	0,997	0,016	618	1,574	-0,852	0,990	0,030
	3318	0,459	0,885	129	0,689	-0,354	0,985	0,029	1983	0,992	-0,480	0,960	0,044
	2369	0,345	0,753	45	0,715	-0,444	0,993	0,019	959	1,238	-0,757	0,977	0,034

OBS.: r é o coeficiente de correlação linear na representação log-log.

r_m é o coeficiente de correlação múltipla.

S_m é o desvio padrão.

xial, mas é possível que um aperfeiçoamento do modelo não leve a mudanças severas nos valores do módulo.

Stock e Brown [29] admitiram o efeito da compactação no comportamento dos materiais granulares e adotaram coeficientes de empuxo em repouso da teoria de preadensamento, o que conduz ao cálculo de tensões horizontais relativamente altas. Poderiam então ser consideradas na análise as tensões residuais induzidas durante a compactação do material, com o fim de ficar mais perto das condições reais nos pavimentos.

5.1.4 - Efeito da História de Tensões

O comportamento dos materiais de pavimentos apresentam grande dependência da história de tensões e, portanto, é necessário eliminar ao máximo seu efeito no comportamento resiliente.

Hicks, segundo Preussler [24, 25], diz que uma única amostra de solo pode ser utilizada para determinar o módulo a vários níveis de carregamento, desde que:

- a amostra seja submetida previamente a carregamentos repetidos de valores variados, para eliminar o efeito das deformações permanentes iniciais, dando ao material uma condição de preadensamento;
- em materiais saturados ou próximos da saturação, os carregamentos prévios devem ser aplicados

na condição drenada para evitar mudanças a curto prazo na pressão neutra;

- o módulo resiliente deve ser determinado após um número mínimo de repetições, acima do qual ele permanece aproximadamente constante.

Na Figura 5.15 apresentam-se os módulos determinados após o ensaio de deformação permanente, os quais foram realizados mantendo fixo o primeiro invariante das tensões. Não se fez condicionamento de nenhum tipo, pelo que nos resultados nota-se marcadamente a influência da história de tensões.

5.2 - Influência de Outros Fatores que Afetam o Módulo Resiliente

5.2.1 - Efeito do Grau de Saturação

Verificou-se, como Preussler [24] e Trichês [32], que o aumento do grau de saturação provoca uma variação: acentuada nos valores dos módulos e que esta mudança é mais marcada para as tensões confinantes pequenas.

Embora o grau de saturação apresente diferenças menores de 15% em cada grupo de amostras (Quadro 5.1), ou seja a variação na saturação não foi acentuada, nota-se que o módulo tem grande sensibilidade com relação às variações deste fator.

5.2.2 - Efeito da Umidade e Densidade

Observou-se, em geral, que o módulo resiliente varia com o aumento da umidade de compactação, sendo que esta variação é maior quanto menor é a pressão confinante.

Verificou-se, também, que houve uma semelhança nos módulos para amostras com graus de saturação similares, embora as condições de compactação (peso esp.) fossem diferentes.

5.2.3 - Efeito da Drenagem

Segundo Preussler [24], pode-se supor que ao en-saiar dinamicamente uma amostra de solo, desenvolvam-se poro-pres-sões transientes que são parcialmente dissipadas ao retirar a car-ga aplicada. A dissipação total só será possível se houver pos-sibilidade de drenagem e um intervalo de tempo suficiente para que ela ocorra entre duas aplicações sucessivas da tensão desvio. Portanto, no ensaio na condição drenada também poderão ocorrer o desenvolvimento de poro-pressões, dependendo da frequência do carregamento e da permeabilidade do material.

O comportamento dos dois corpos de prova na condi-ção não-drenada apresentou-se bastante irregular, o que pode ter sido causado pela entrada de ar comprimido para o interior das amostras, já que não estavam totalmente saturadas, modificando a tensão efetiva do solo e alterando seu comportamento.

5.2.4 - Influência do Tamanho Máximo do Agregado e Dimensões do Corpo de Prova

Segundo Witczak e Rada [33], diferentes pesquisadores tem indicado que o efeito da graduação do material não apresenta uma tendência geral com relação à influência da fração fina (percentagem passando a peneira # 200) na resposta resiliente. Em geral, o grau de influência desta característica parece estar relacionada ao tipo de material.

Os resultados dos ensaios realizados sobre amostras com mesmo teor de finos, embora não tenham apresentado um comportamento muito bem definido, mostraram que os módulos resilientes do material com tamanho máximo maior (Brita I), tenderam a ser maiores. Isto pode-se notar observando a Figura 5.16, apesar da pequena diferença na graduação das duas britas.

A influência do tamanho máximo dos grãos do material nas dimensões do corpo de prova e suas conseqüências sobre o valor dos módulos, pode ser observada na Figura 5.17. Pode-se verificar que o módulo resiliente obtido para amostras do mesmo material (Brita II), quando ensaiadas em corpos de prova de dimensões menores (diâmetro 50 mm), tendem a mostrar valores mais altos. Isto pode ser provocado pela diferença no procedimento de compactação, pela diferença nos métodos de medição da deformação axial e pela possível influência da deformação permanente e pela influência da relação entre o tamanho máximo das partículas e o diâmetro do corpo de prova.

5.3 - Influência das Tensões Aplicadas na Deformação Permanente

No caso dos ensaios feitos para se verificar a variação da deformação permanente com o número de aplicações da carga, somente um nível de tensão, previamente escolhido, foi utilizado. Porém o corpo de prova não foi condicionado pois havia interesse em se conhecer as deformações permanentes desde a primeira aplicação da carga.

Com base nos resultados dos ensaios realizados, as relações da deformação axial permanente com o número de aplicações de carga propostas por Monismith et alii [18] e Paute e Martínez [22], citadas no Capítulo II, serão estabelecidas.

Na Figura 5.18 pode-se observar a evolução da deformação permanente com o número de aplicações da carga. Nota-se em todos os ensaios que após um número relativamente grande de repetições há um aumento na taxa de acumulação da deformação permanente. Verifica-se também a influência marcada da tensão desvio no comportamento plástico dos materiais ensaiados.

O Quadro 5.3 apresenta os valores dos coeficientes de regressão, A, B e A', B', das Equações (11) e (12) respectivamente. Verifica-se que existe uma boa correlação entre os dados, destacando-se os resultados obtidos para os parâmetros A' e B', que exibem um coeficiente de correlação (r) mais alto. Contudo, não foi possível obter nenhuma relação entre os coeficientes de regressão e as condições iniciais dos corpos de prova (peso espec. e umidade de compactação, grau de saturação).

Para estudar as deformações plásticas em materiais de pavimentos, Barksdale [2] tem proposto um outro método para apresentar os dados de ensaios de carga repetida, utilizando curvas tensão-deformação plástica análogas às curvas obtidas de séries de ensaios estáticos realizados com pressões confinantes variáveis. Para um número determinado de repetições, faz-se um gráfico da deformação plástica como função da tensão desvio e da pressão confinante. Conhecendo-se as características tensão-deformação dos diferentes materiais que compõem a estrutura, a várias umidades e densidades, tem-se uma indicação das características de ruptura quando são submetidos a um determinado número de aplicações de carga.

A Figura 5.19, mostra as curvas tensão-deformação plástica para 100.000 repetições da carga dos materiais ensaia-dos. Pode ser observado um claro comportamento não-linear depen-dente da tensão desvio. As deformações plásticas também apresen-tam-se fortemente dependentes da pressão confinante, mostrando uma diminuição significativa com o acrêscimo desta.

Já que o estado de tensões tem um significativo efeito na grandeza das deformações plásticas, qualquer fator afe-tando-o nas camadas granulares de um pavimento tem um efeito na magnitude do afundamento que ocorrerá nessa camada e na estrutu-ra. Isto significa que a espessura do revestimento e das camadas inferiores, as propriedades dos materiais de cada camada e a grandeza e configuração das cargas afetam o afundamento que acon-tecerá, por exemplo, na base.

Quadro 5.3 - Relações entre Deformação Permanente e Número de Aplicações de Carga (Equações 11 e 12)

AMOSTRA	CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO			NÍVEL DE TENSÕES		$\epsilon_a^p = A \cdot N^B$ (11)			$\epsilon_a^p = \epsilon_{(100)}^p + A' (N - 100)^B$ (12)			
	W %	γ_s (gf/cm ³)	S %	σ_d	σ_3	A	B	r	A'	B'	r	$\epsilon_{(100)}^p$
Brita I	5,64	2,25	76,2	0,7	0,7	$1,812 \times 10^{-3}$	0,0383	0,983	$1,33 \times 10^{-5}$	0,344	0,998	22×10^{-4}
	5,00	2,24	66,2	2,1	0,7	$2,617 \times 10^{-3}$	0,0333	0,951	$8,10 \times 10^{-7}$	0,605	0,993	32×10^{-4}
	5,06	2,21	62,0	3,15	1,05	$4,66 \times 10^{-3}$	0,0773	0,944	$2,555 \times 10^{-3}$	0,017	0,945	69×10^{-4}
Brita II	5,89	2,23	71,8	2,1	0,7	$1,963 \times 10^{-3}$	0,0317	0,982	$6,89 \times 10^{-6}$	0,378	0,99	$23,5 \times 10^{-4}$
	5,73	2,23	68,5	0,84	0,21	$3,08 \times 10^{-3}$	0,0319	0,976	$1,83 \times 10^{-5}$	0,343	0,995	36×10^{-4}

OBS.: ϵ_a^p deformação axial permanente

$\epsilon_{(100)}^p$ deformação axial permanente para 100 aplicações da carga

r é o coeficiente de correlação linear na representação log-log

É interessante poder observar, na Figura 5.19, que há uma diferença nas curvas tensão-deformação plástica para os dois materiais ensaiados, a que poderia ser causada pela diferente graduação das britas.

Corpo de prova Nº 3

Brita I

Peso Esp. Seco = 2,195 gf/cm³

Teor de umidade = 5,87 %

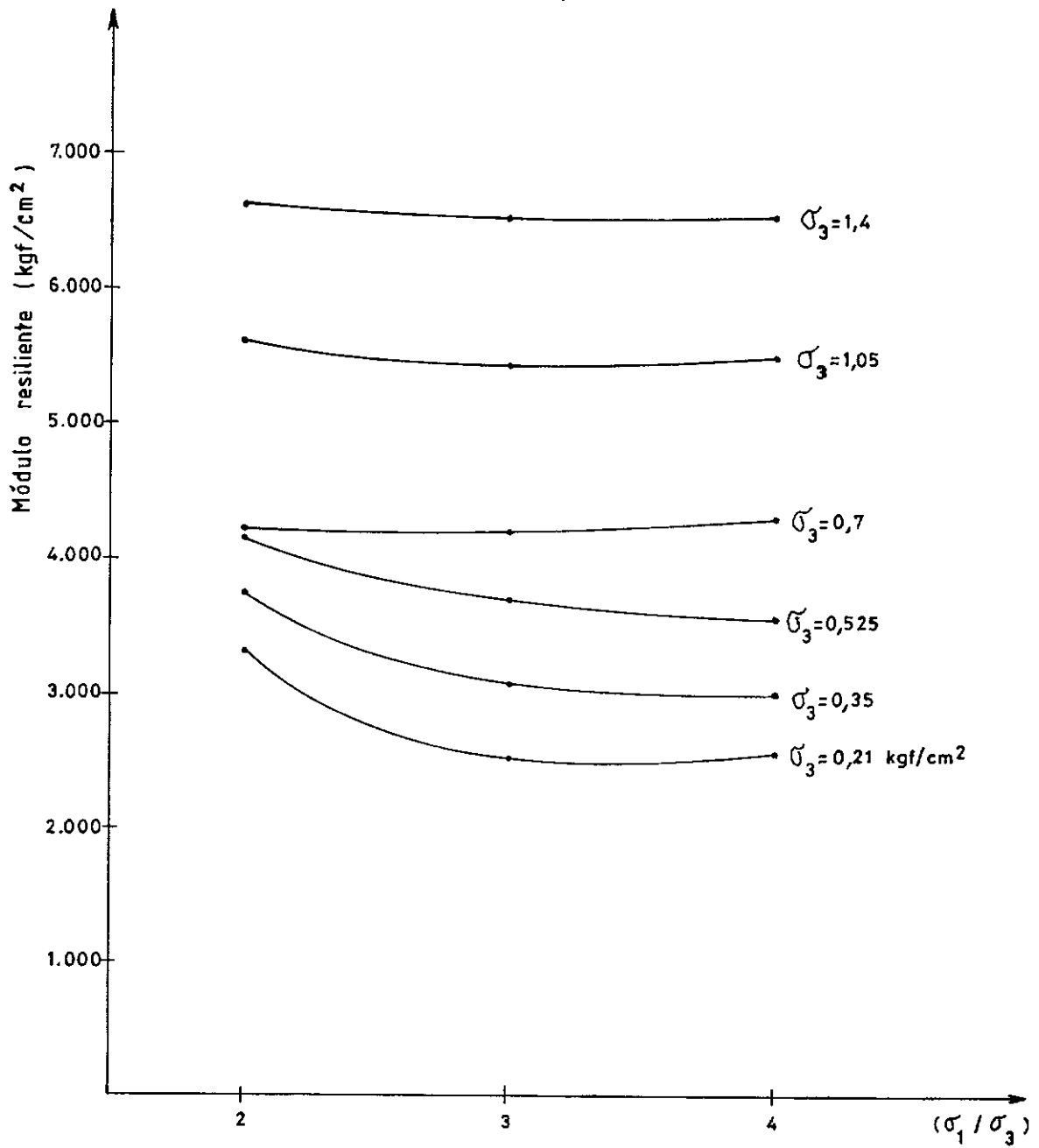


FIG. 5.1.- Efeito da tensão-desvio e da tensão confinante no módulo resiliente.

Corpo de prova N° 19

Brita I

Peso Esp. Seco = 2,205 gf/cm³

Umidade = 5,54 %

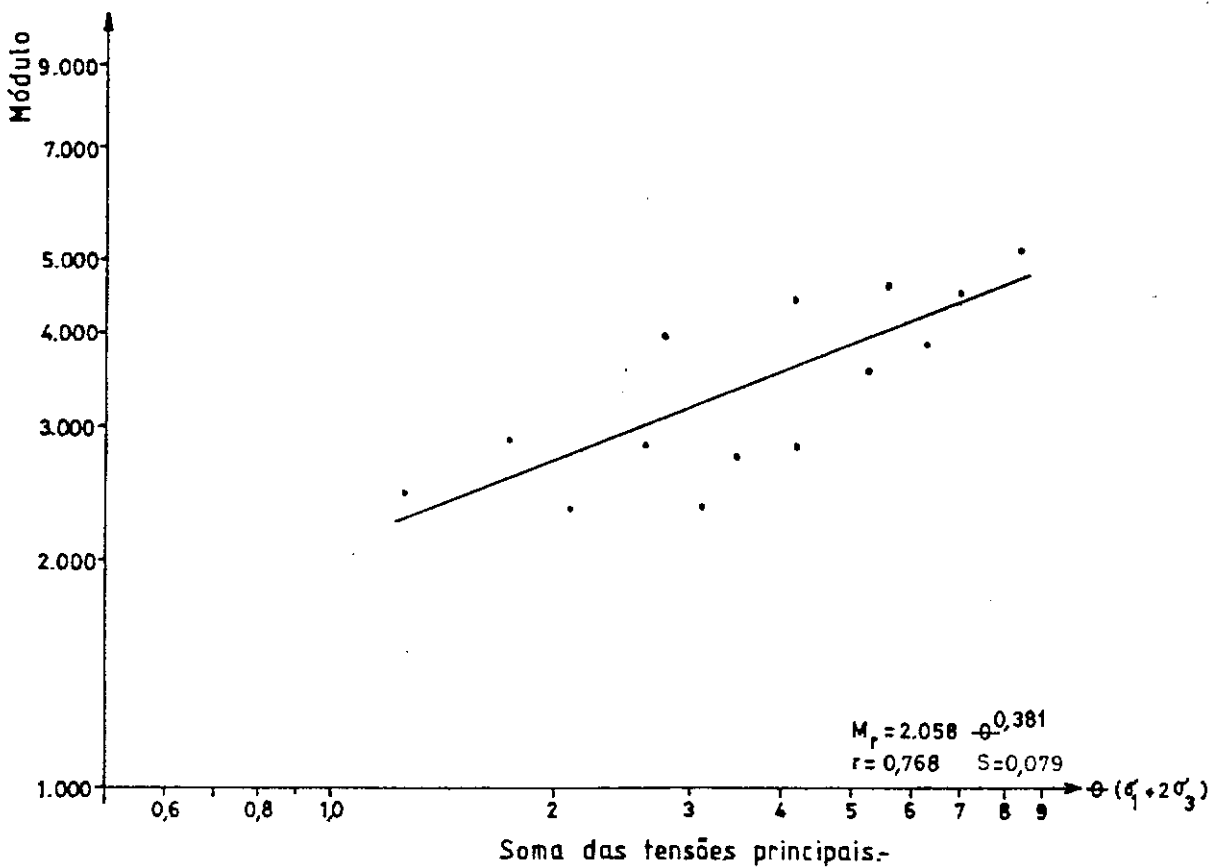
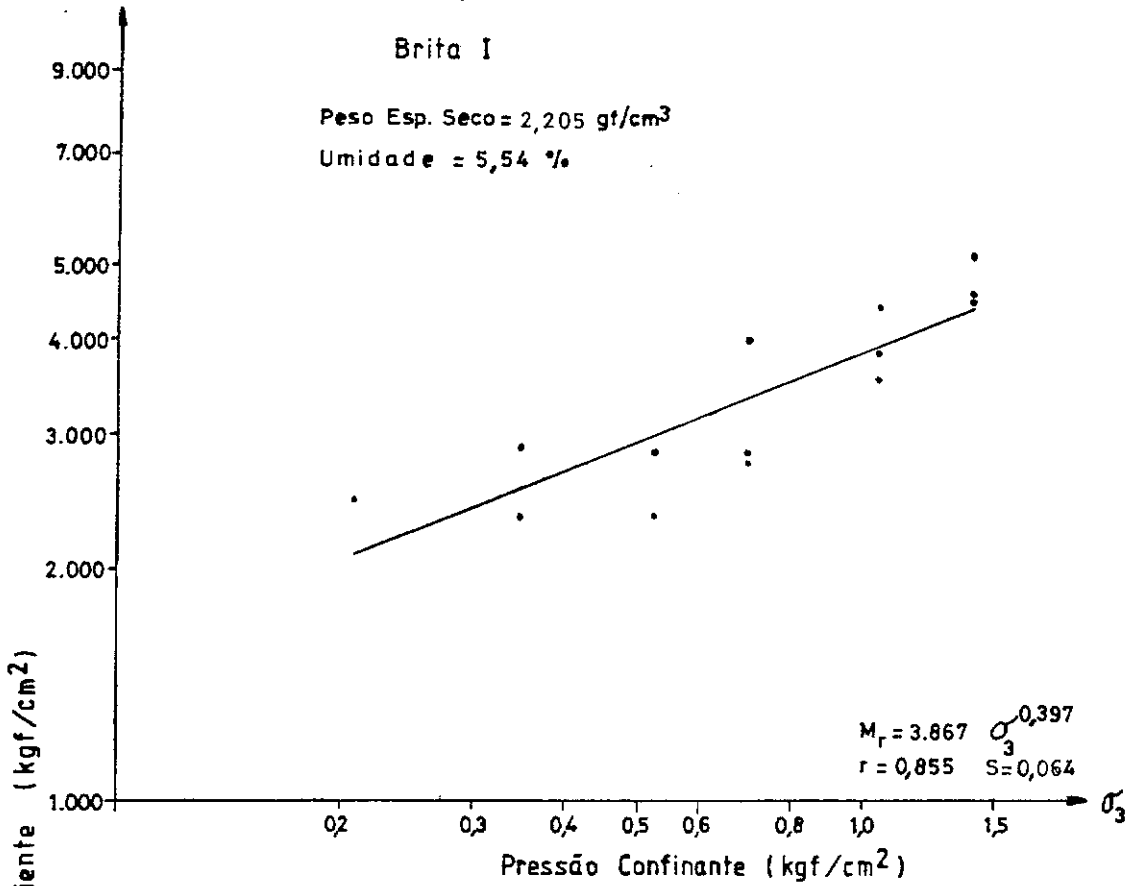


FIG. 5.2.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N° 3

Brita I

Peso Esp. Seco = 2,195 gf/cm³

Umidade = 5,87 %

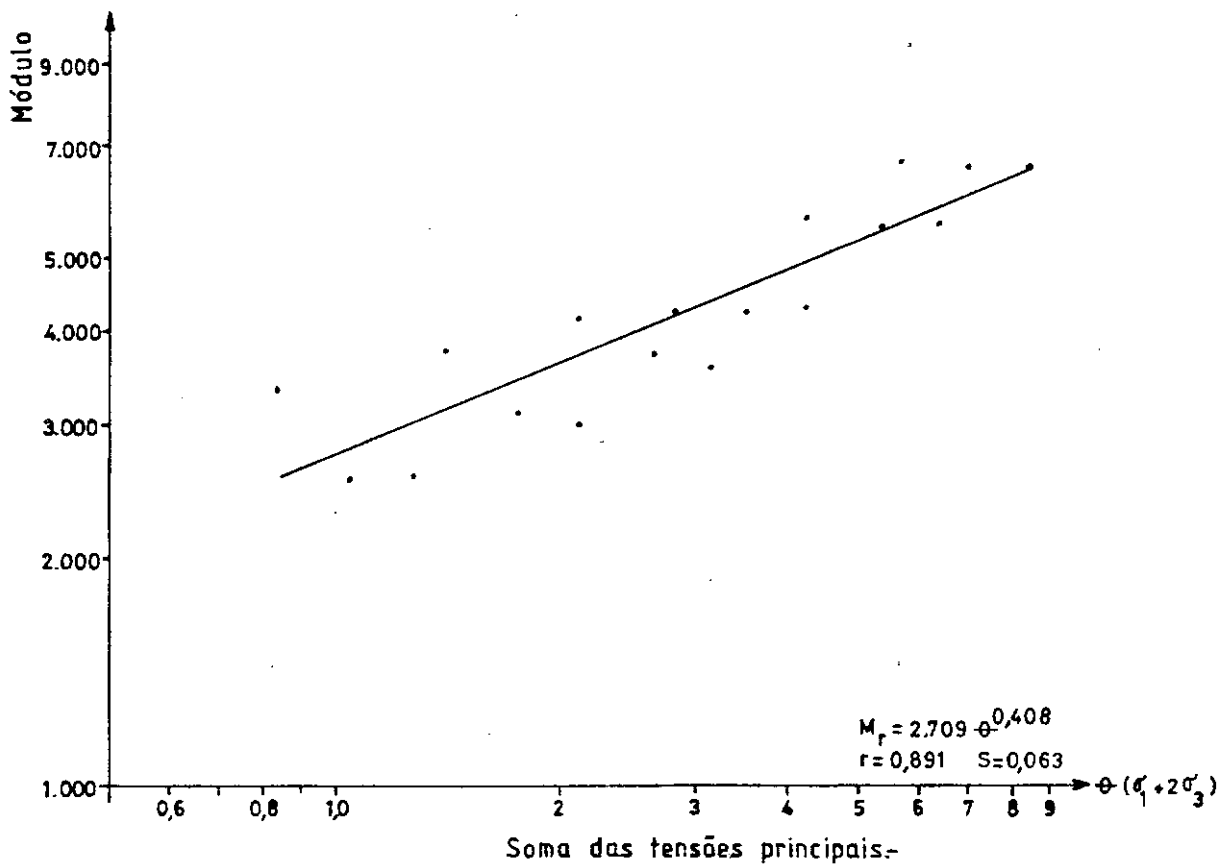
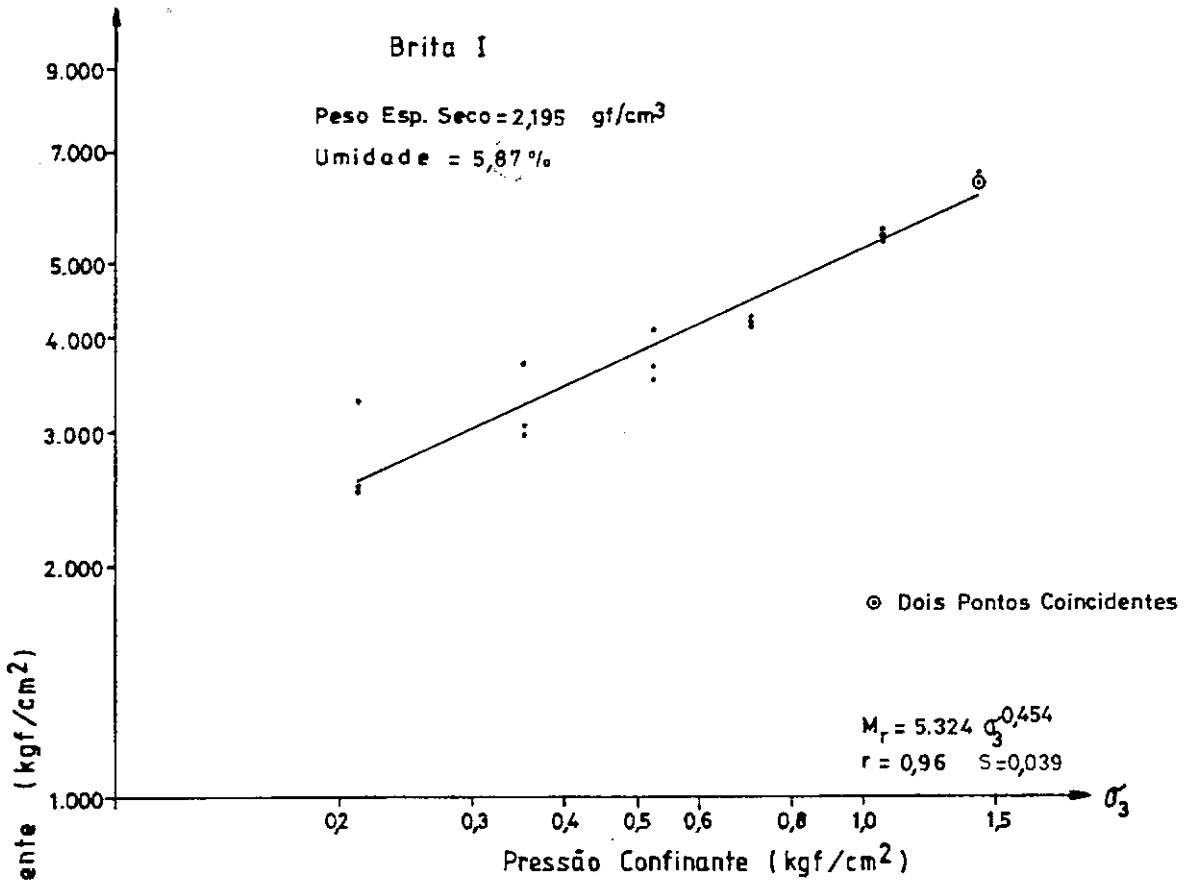


FIG. 5.3.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova Nº 6

Brita I

Peso Esp. Seco = 2,231 gf/cm³

Umidade = 5,96 %

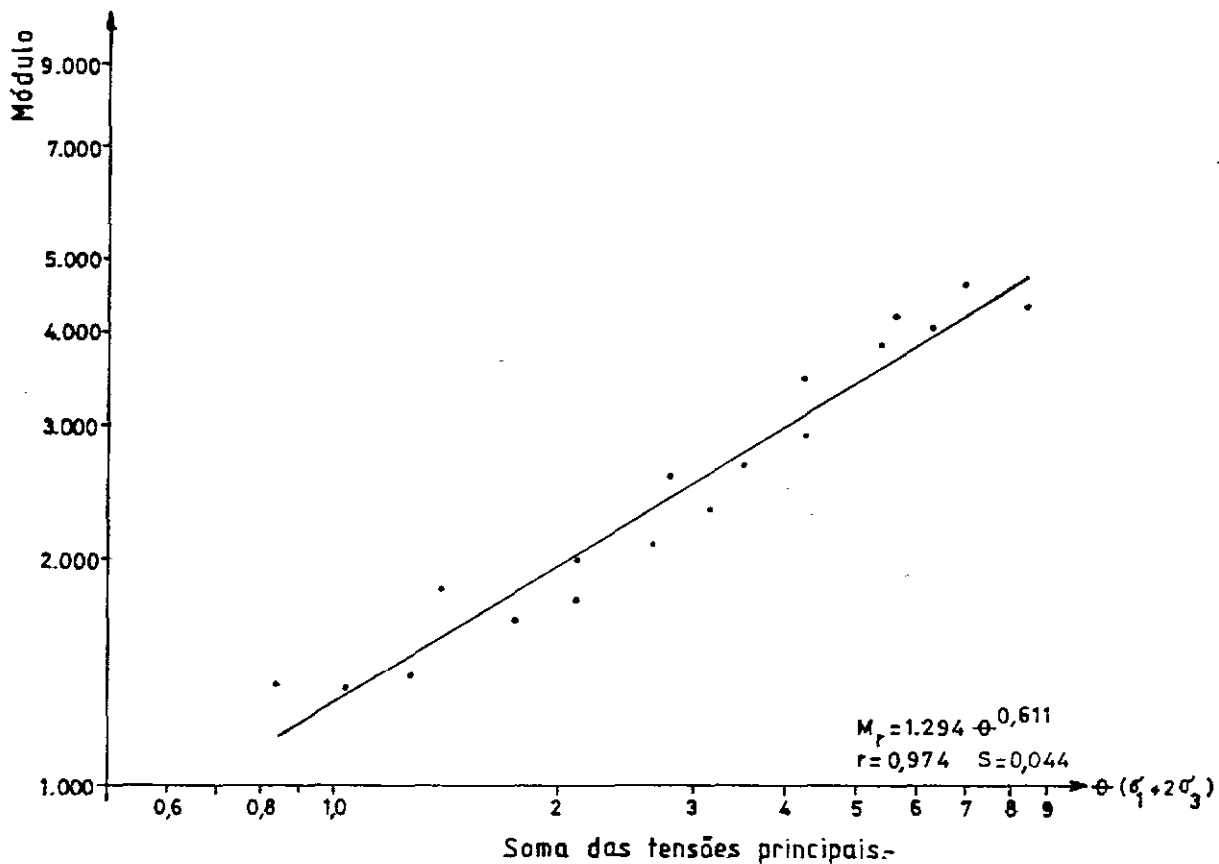
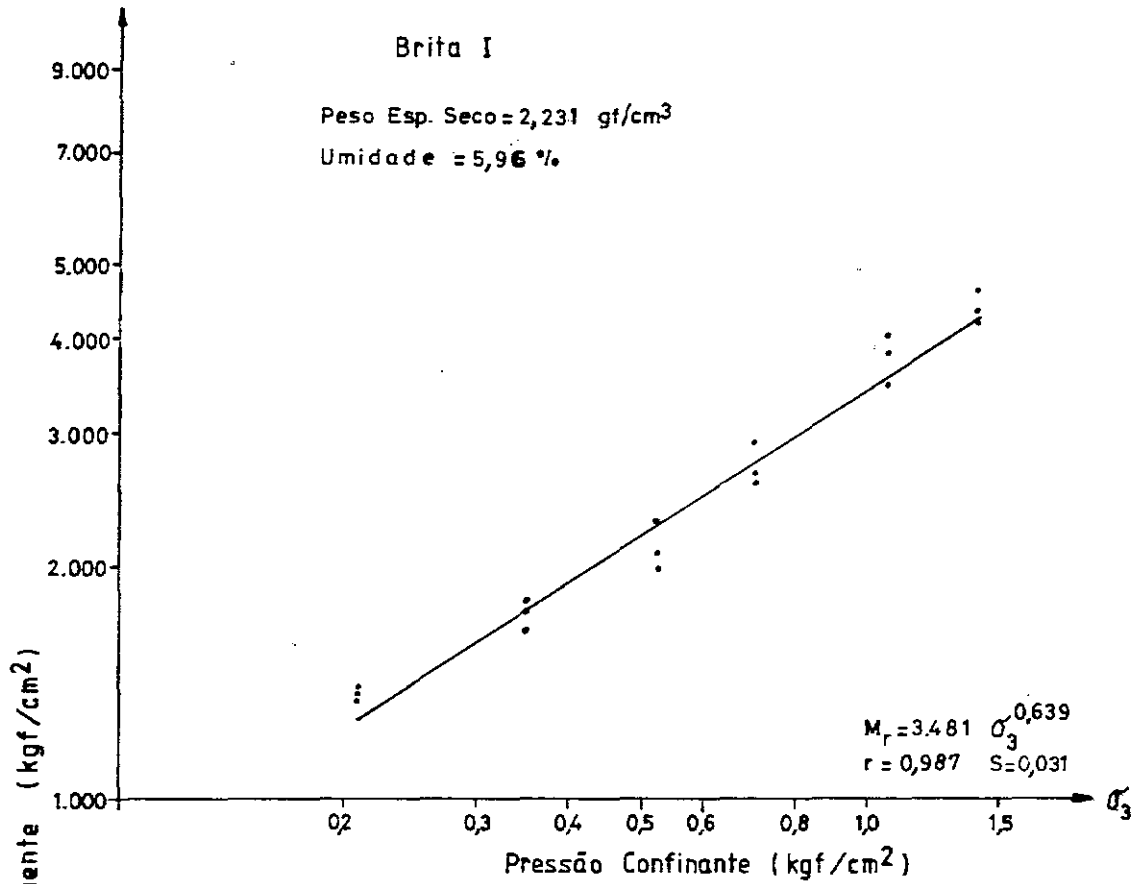


FIG. 5.4.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N^o 7

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,197 gf/cm³

Umidade = 5,45 %

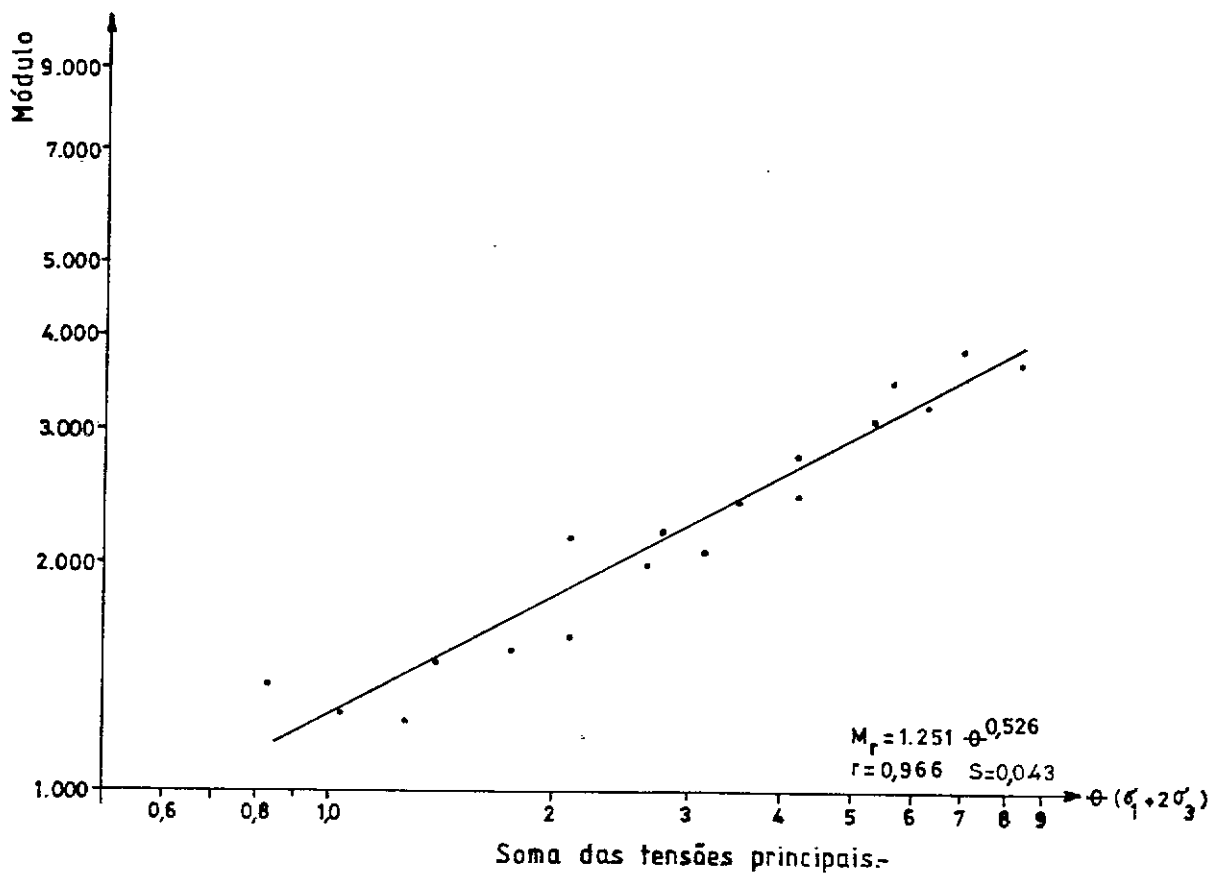
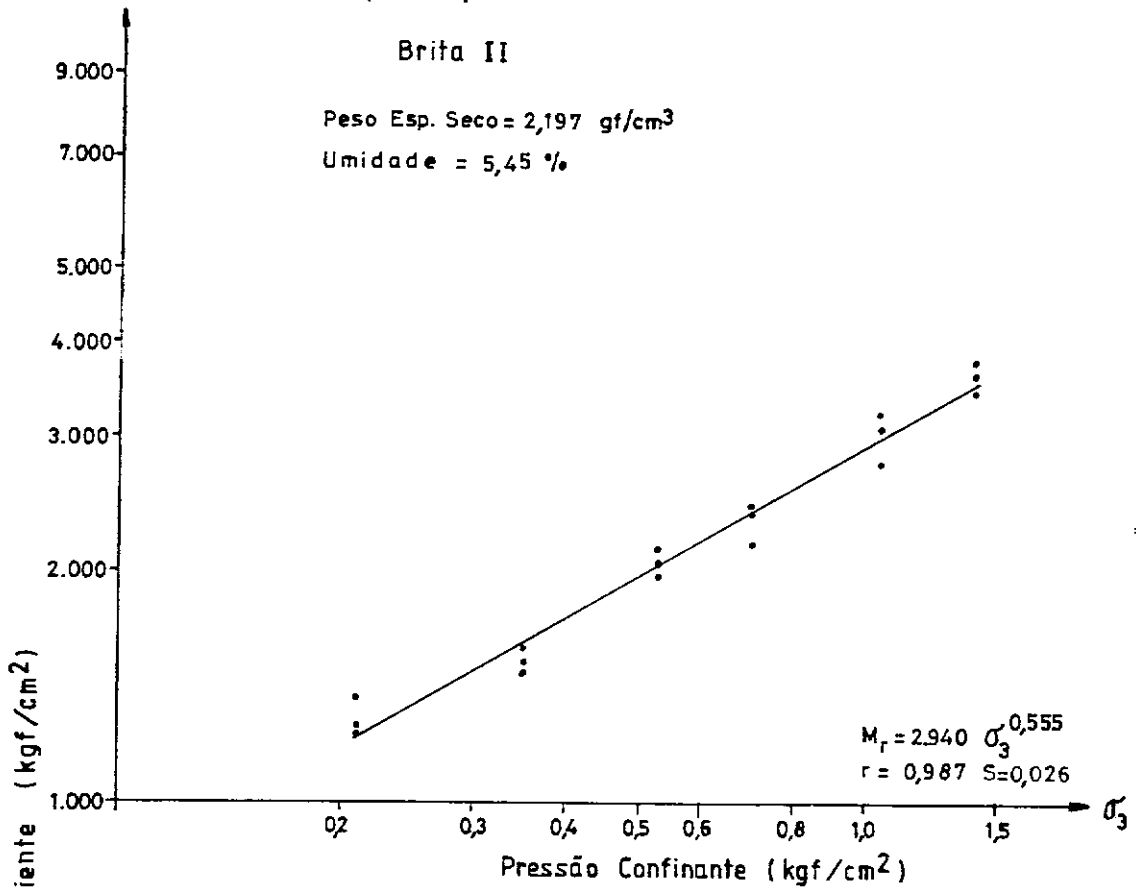


FIG. 5.5.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N° 12

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,216 gf/cm³

Umidade = 5,62 %

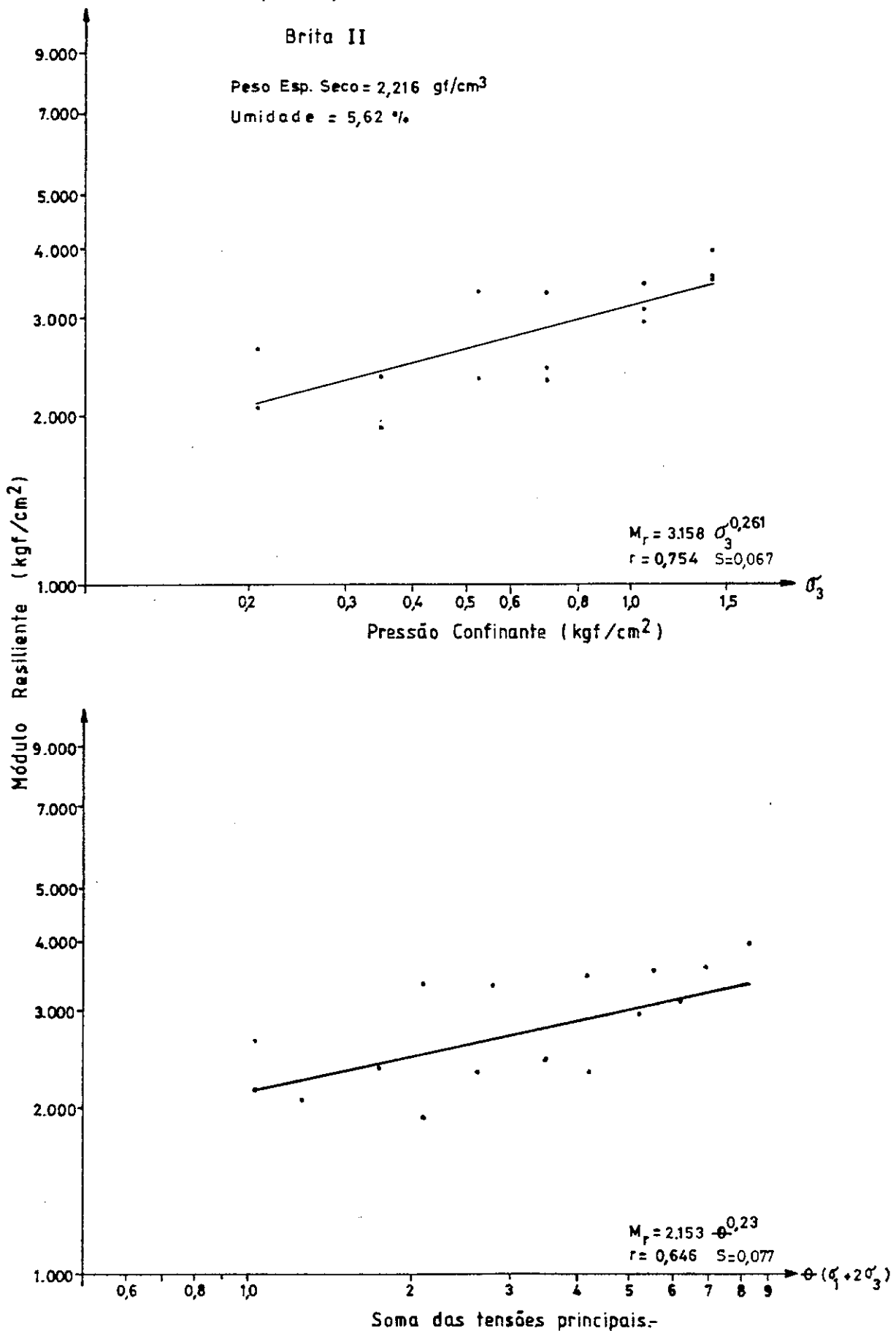


FIG. 5.6.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N^o 14

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,196 gf/cm³

Umidade = 5,75 %

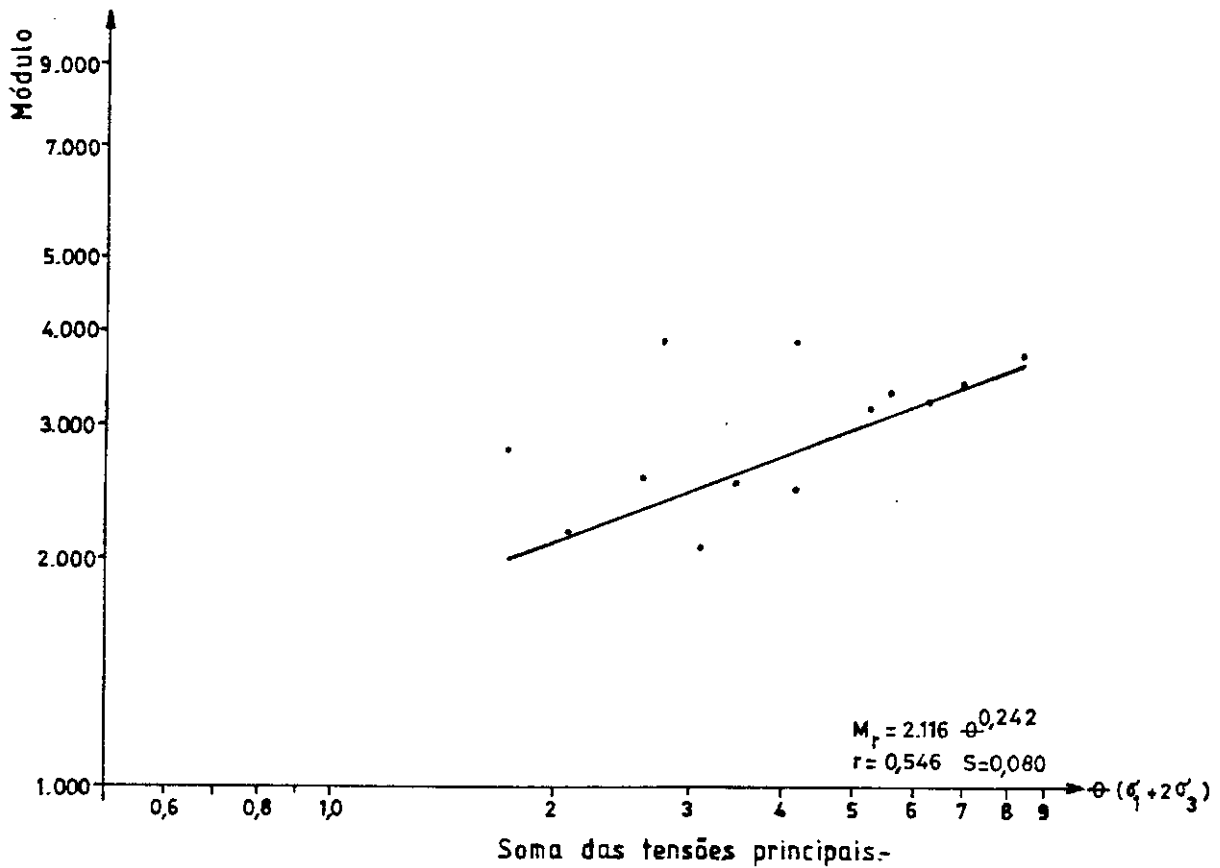
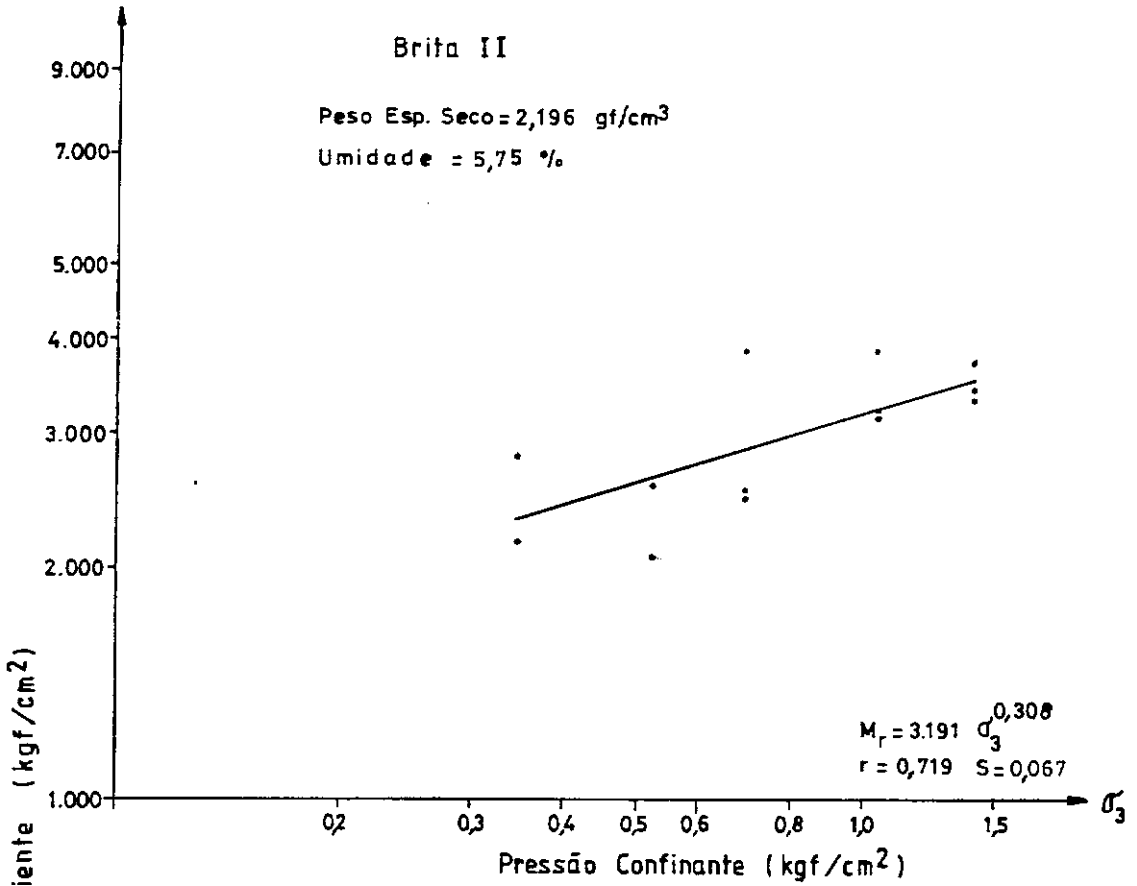


FIG. 5.7.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N^o 17

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,226 gf/cm³

Umidade = 6,07 %

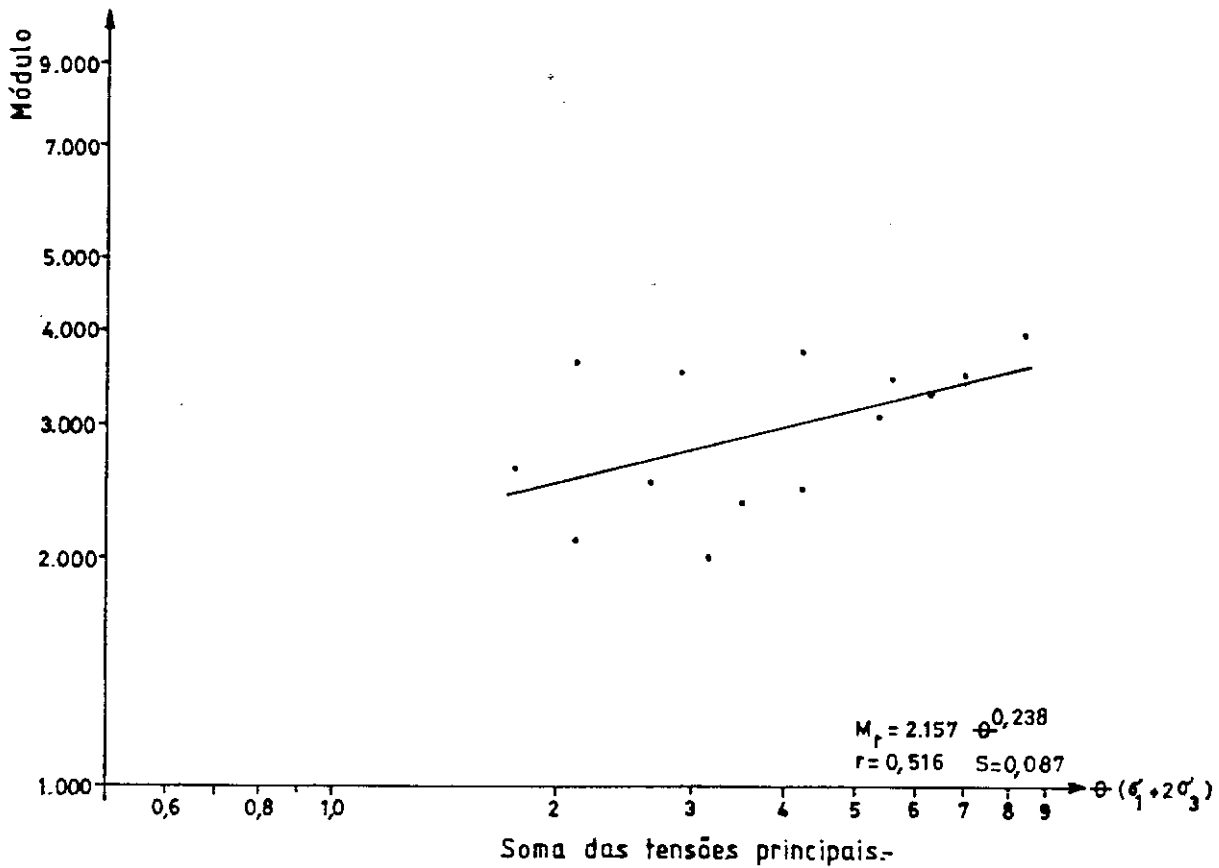
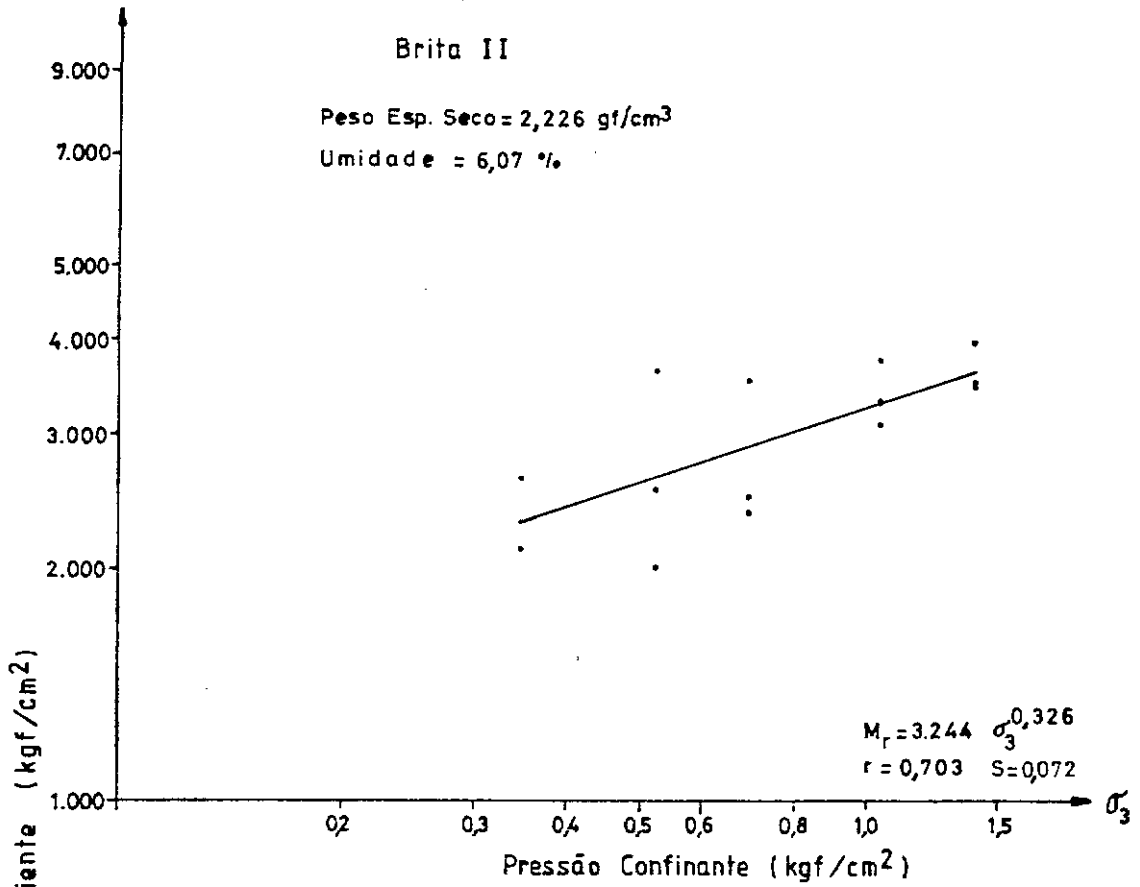


FIG. 5.8.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N^o 21

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,187 gf/cm³

Umidade = 4,88%

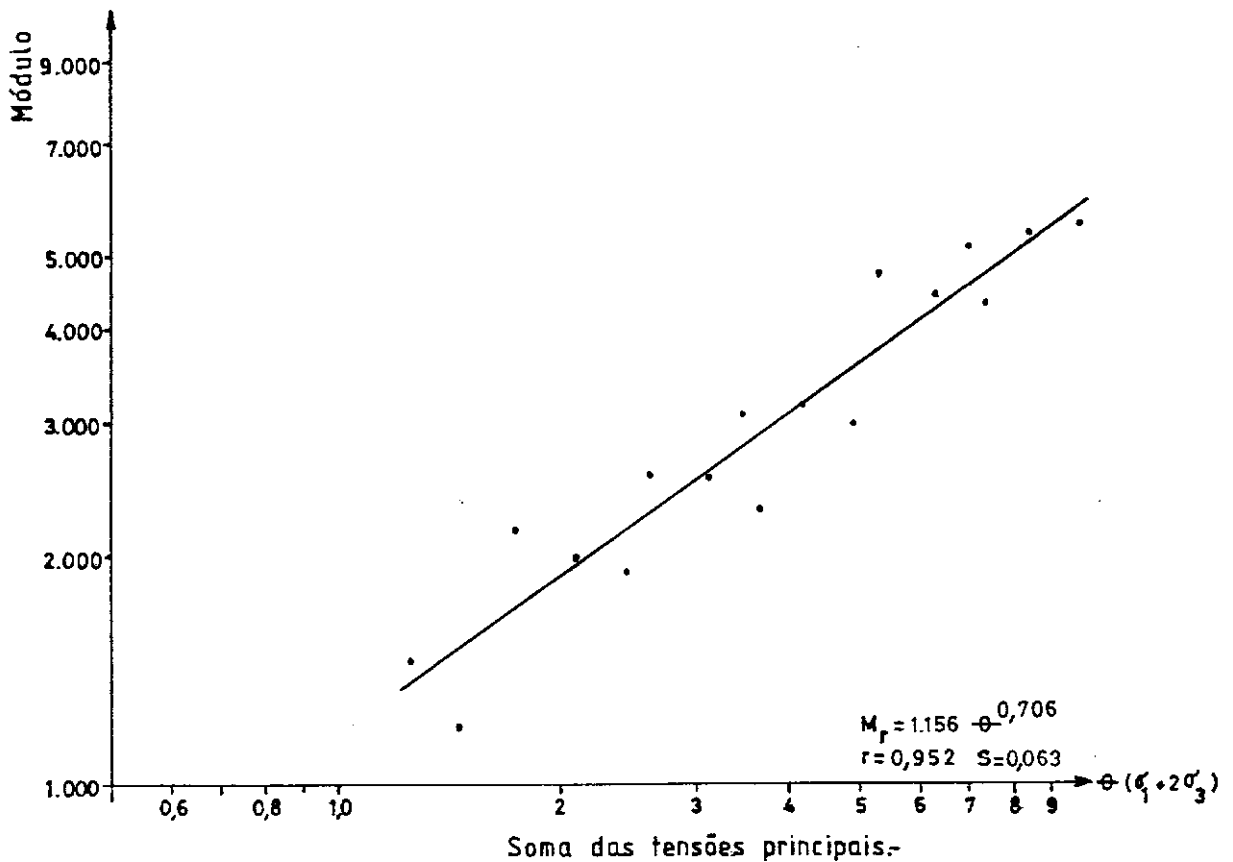
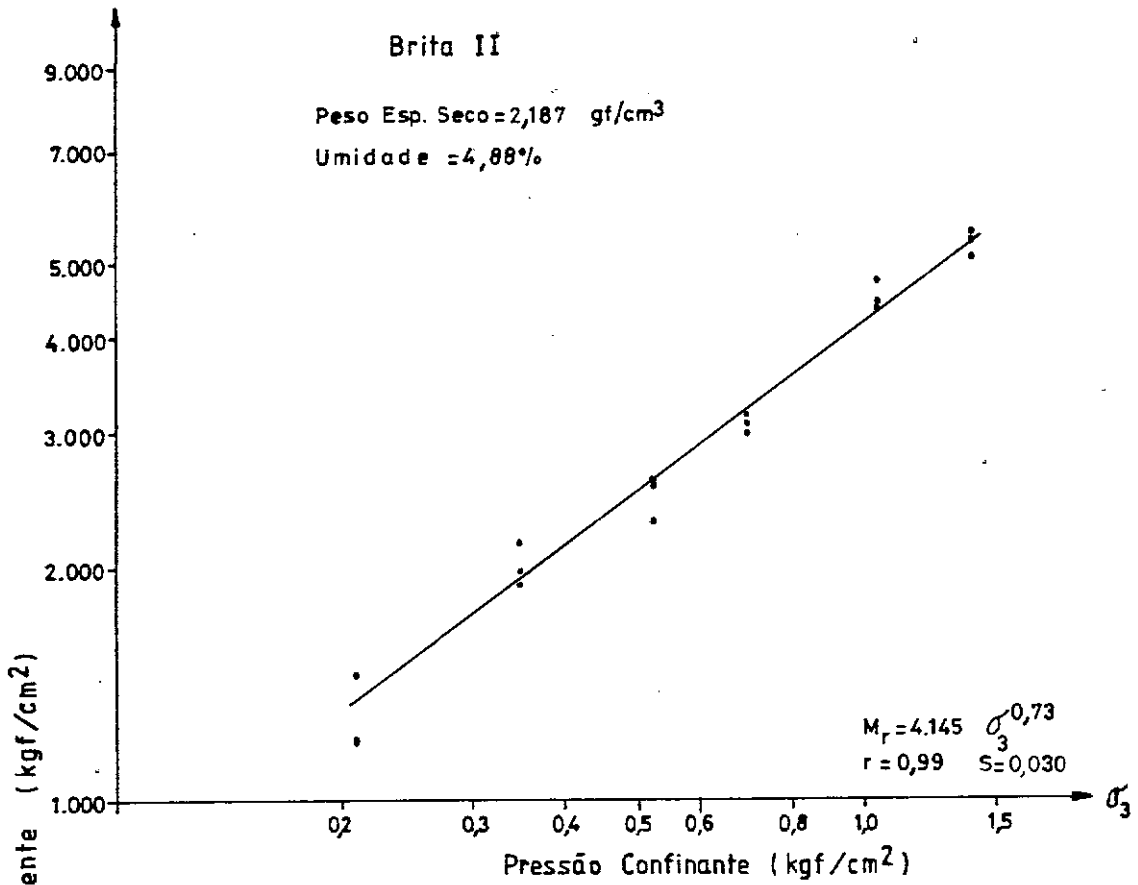


FIG. 5.9.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N^o 22

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,173 gf/cm³

Umidade = 4,95 %

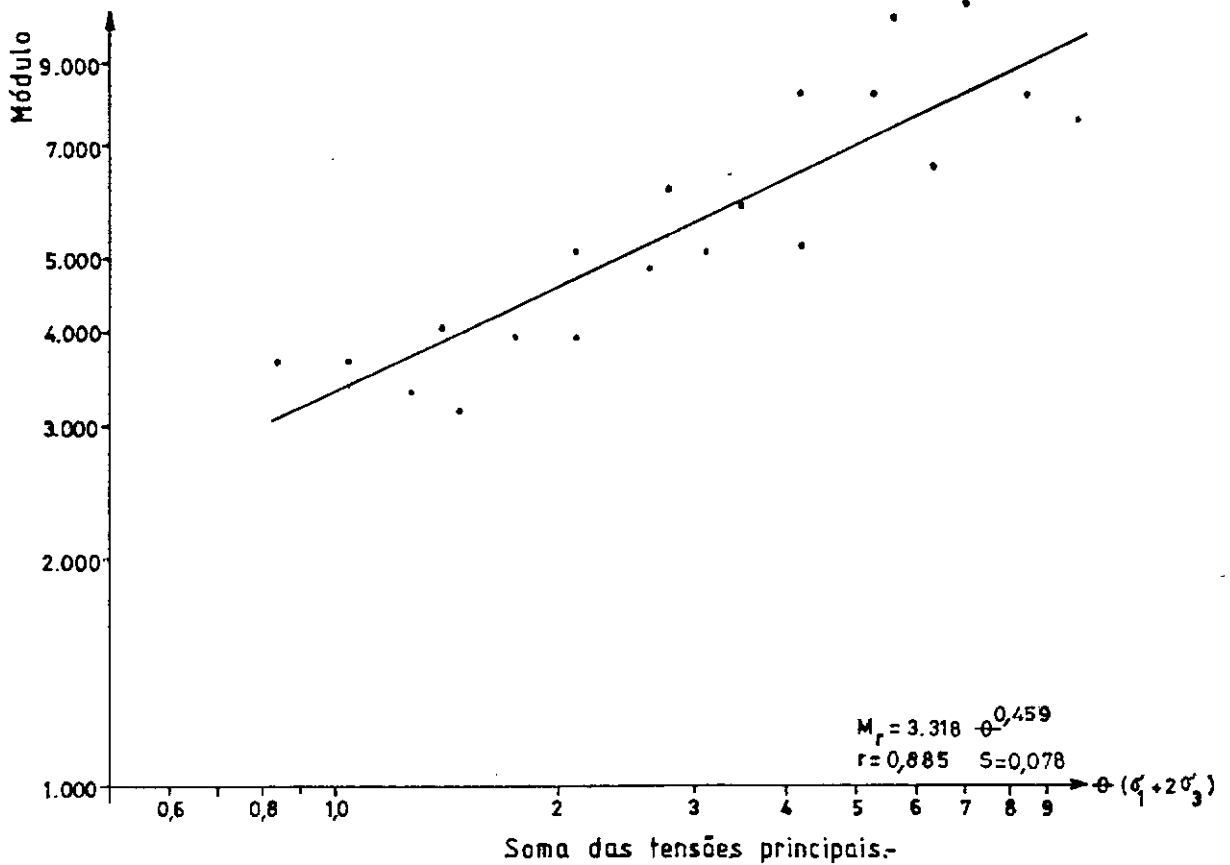
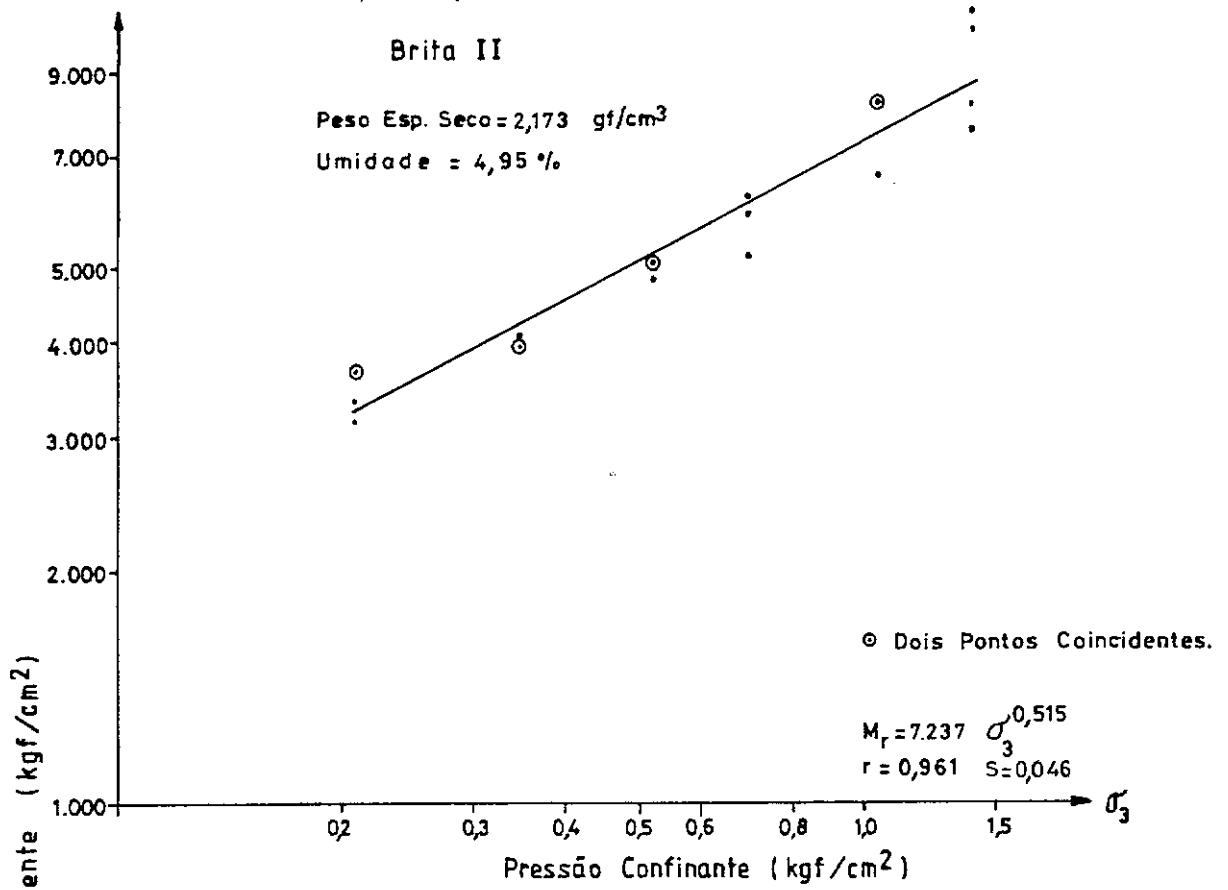


FIG. 5.10- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

Corpo de prova N° 20

Brita II

Peso Esp. Seco = 2,165 gf/cm³

Umidade = 6,14 %

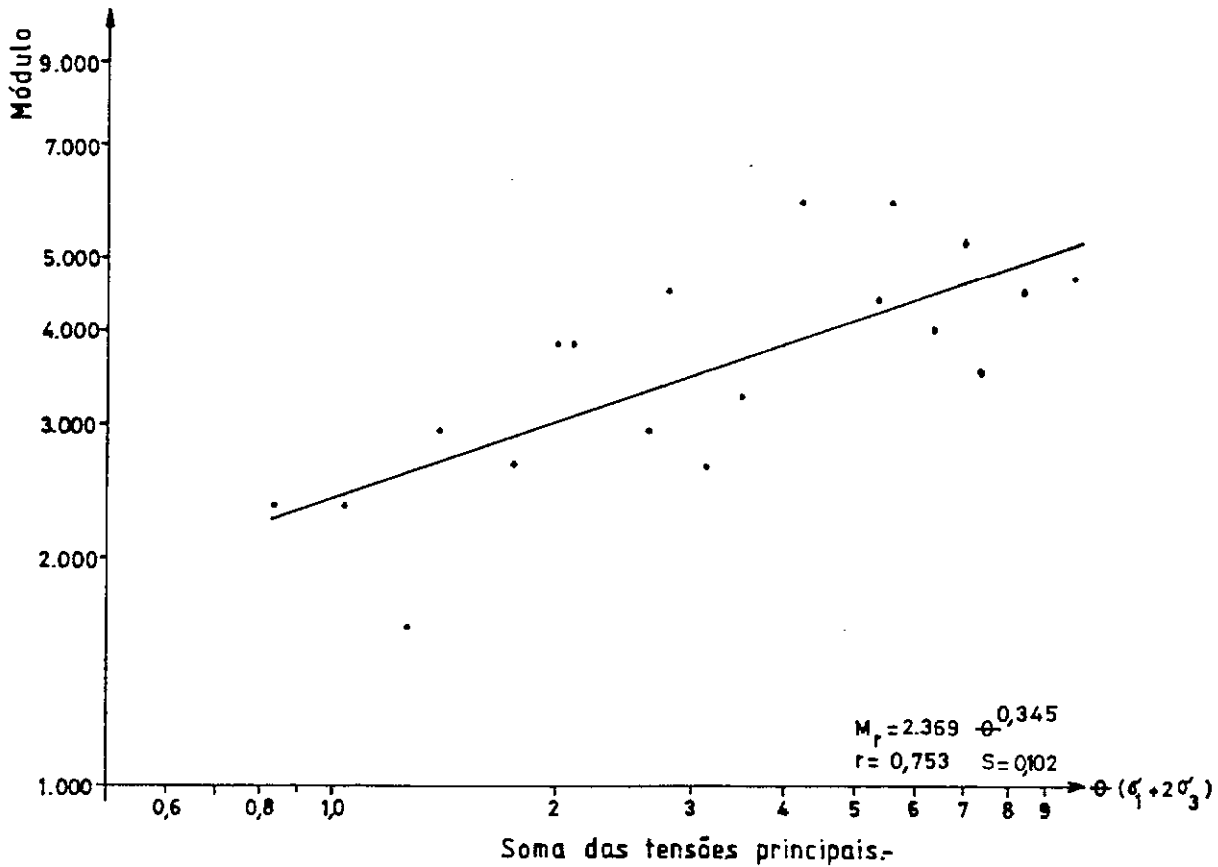
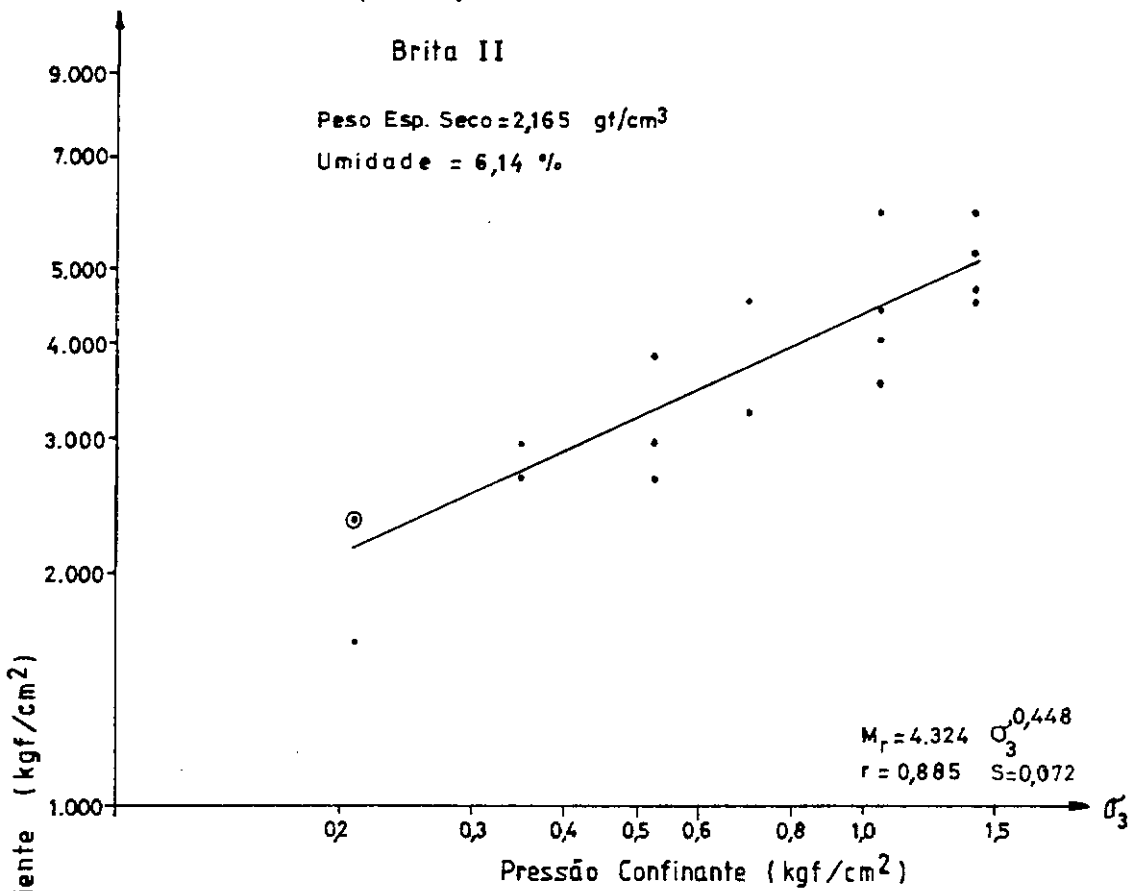


FIG. 5.11- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.

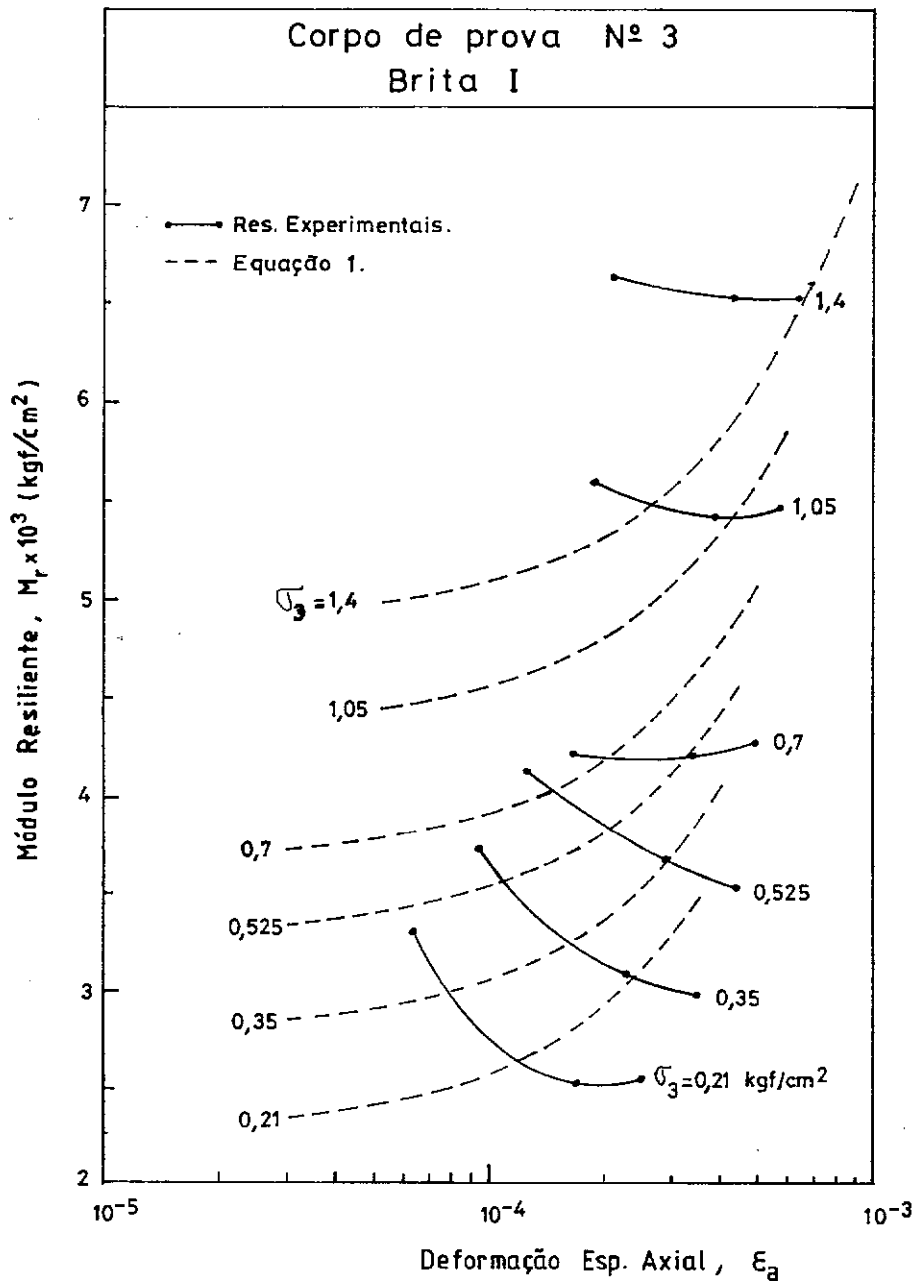


FIG. 5.12- Predição de comportamento usando Equação (1).

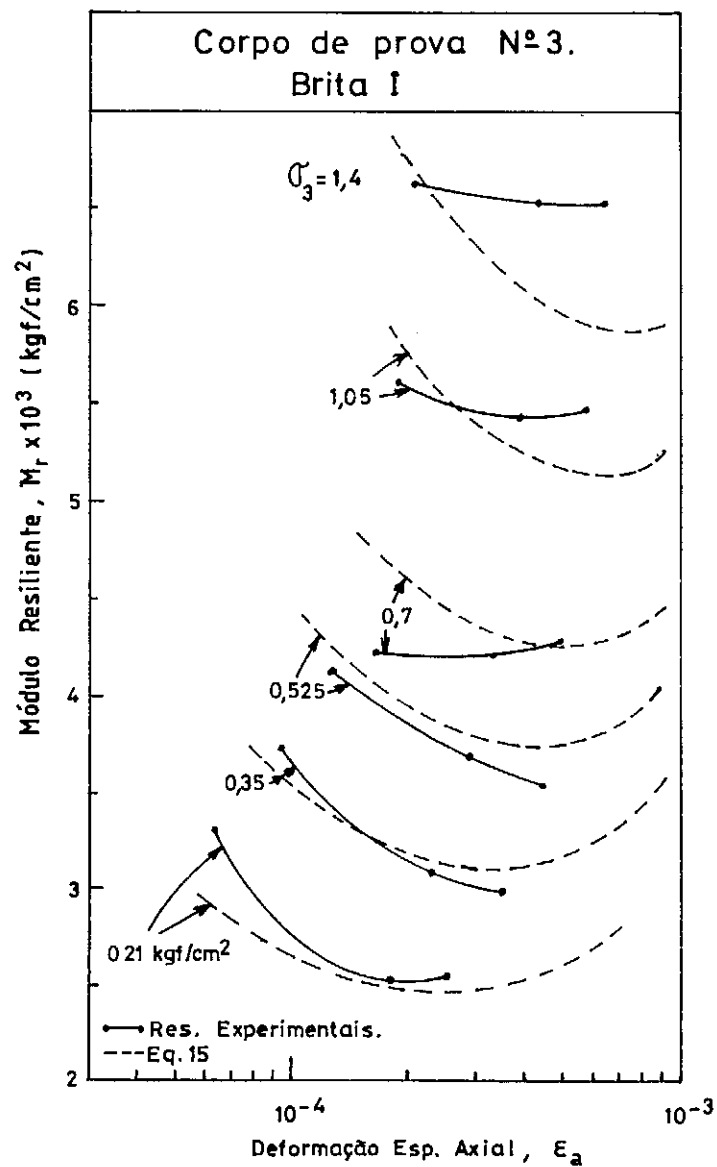


FIG. 5.13- Predição de comportamento usando Equação (15).

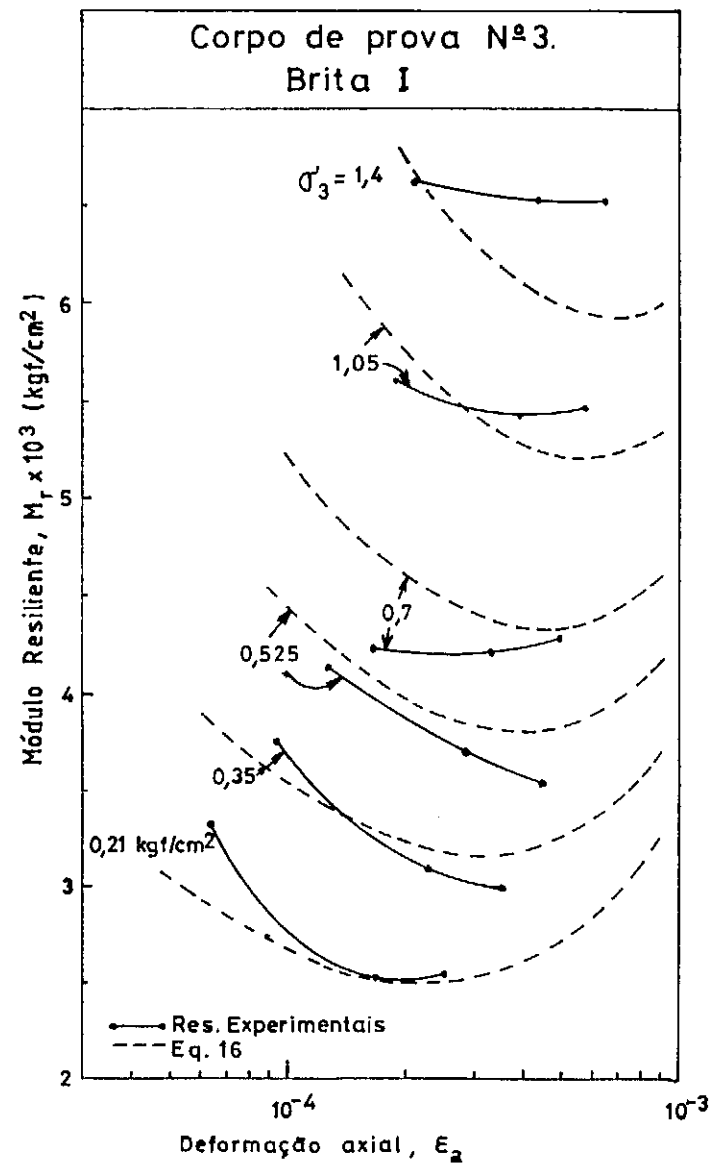


FIG. 5.14- Predição de comportamento usando Equação (16).

Corpos de prova N^o 1-2-11

Brita I

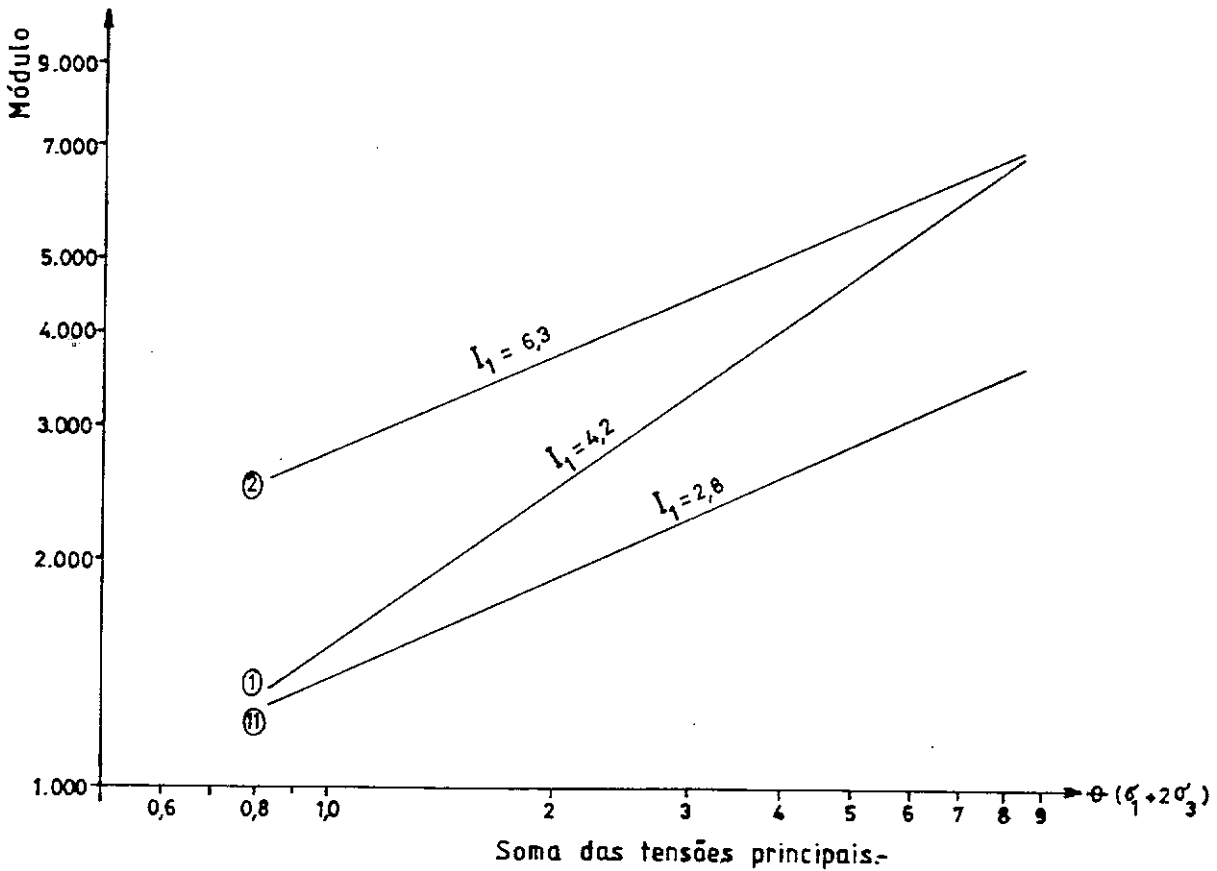
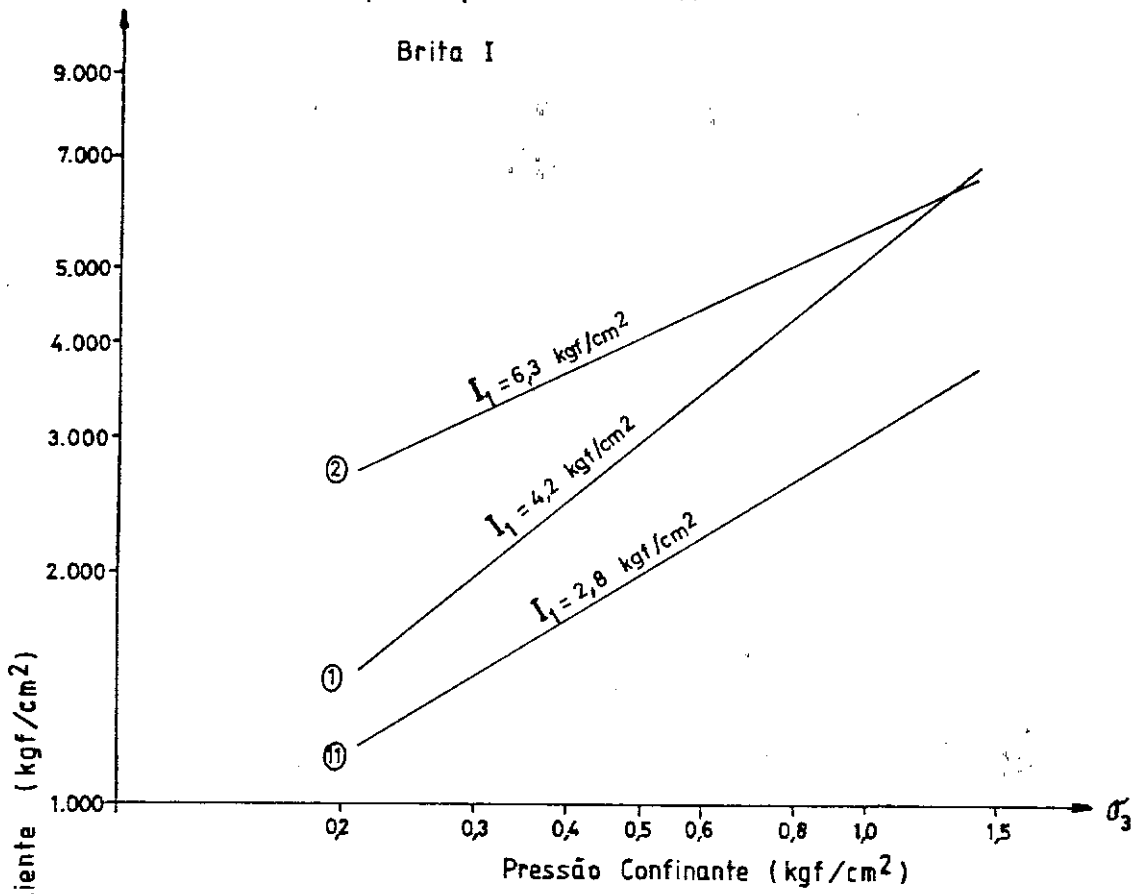


FIG. 5.15.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas, após ensaio de deformação permanente.-

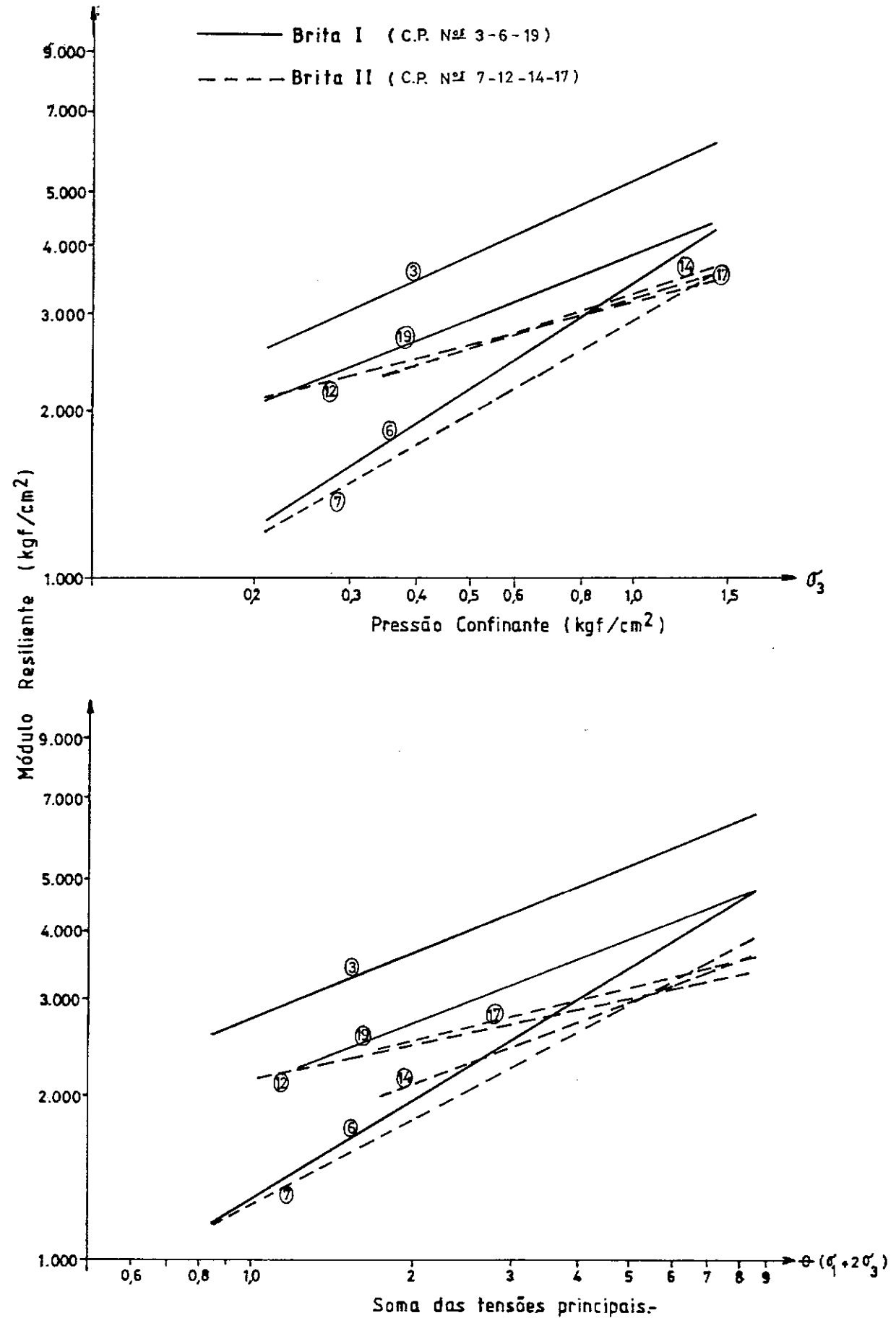


FIG. 5.16.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.
Influência do tamanho máximo dos grãos.

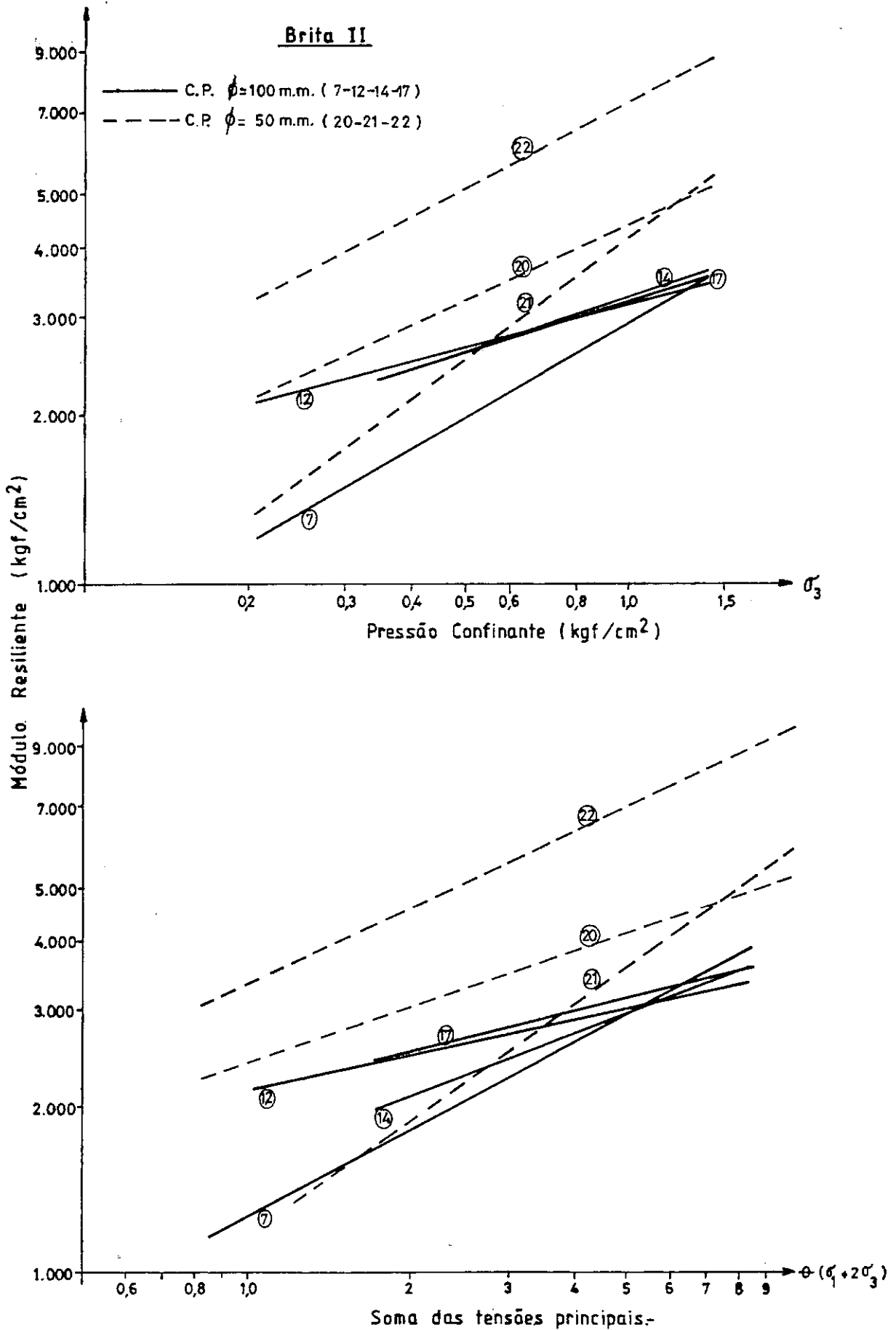


FIG. 5.17.- Módulo Resiliente "versus" Tensões Aplicadas.
Efeito das dimensões do corpo de prova.

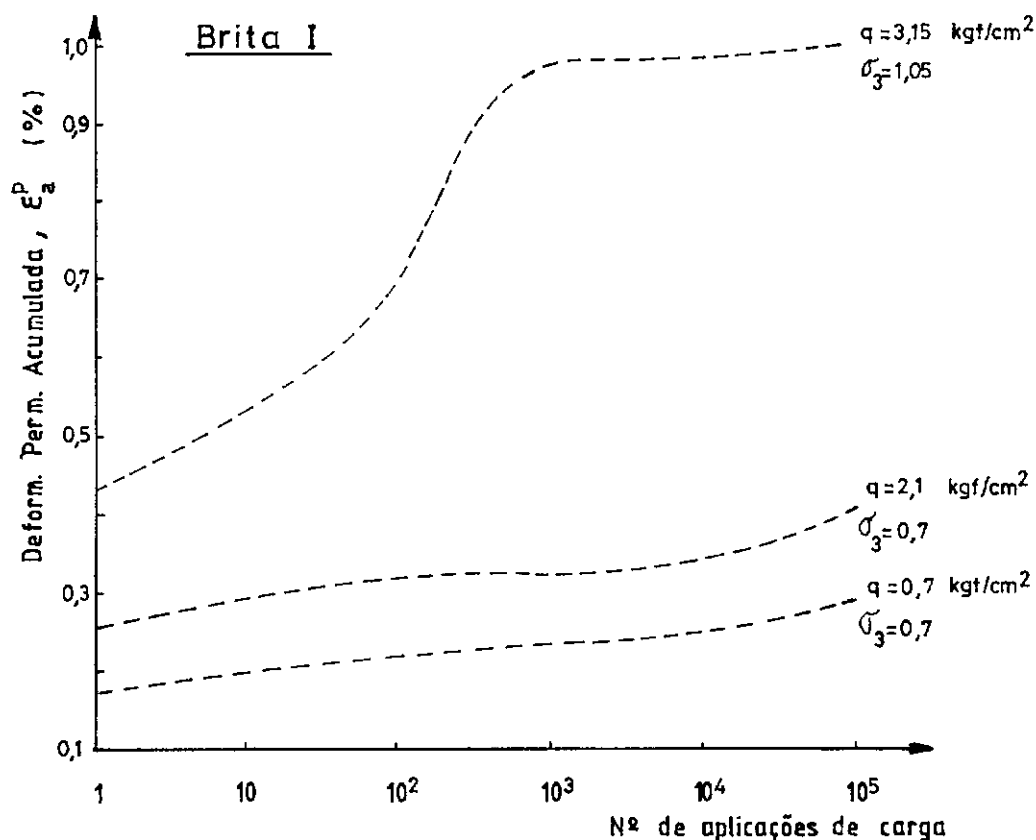


FIG. 5.18- Evolução da deformação permanente com o número de aplicações da carga.

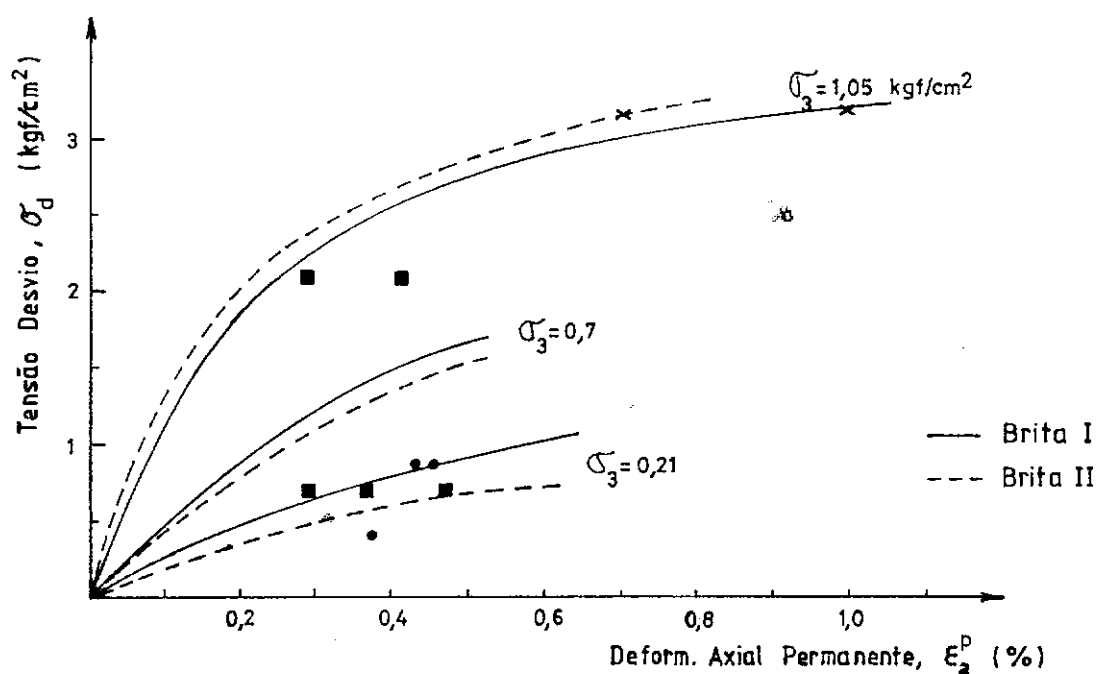


FIG. 5.19- Influência da tensão desvio e da pressão confinante na deformação permanente após 100.000 repetições.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

6.1 - Conclusões

- O equipamento de ensaio triaxial de carga repetida montado no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ para este trabalho de tese, permite determinar as deformações resilientes e permanentes de corpos de prova de materiais granulares graúdos utilizados em pavimentos, de forma satisfatória, o que pode ser aplicado na determinação dos módulos de deformação resiliente e de deformação permanente.

- Comprovou-se a grande influência da história de tensões no comportamento resiliente e a importância do condicionamento prévio das amostras para a determinação do módulo resiliente.

- Verificou-se que o material estudado nas suas duas composições granulométricas tem seu módulo resiliente muito dependente da pressão confinante, crescendo com esta, e que varia pouco com a tensão desvio.

- Foi comprovada a grande sensibilidade que o módulo resiliente do material estudado nas duas composições granulométricas, tem com relação ao grau de saturação, variando muito, mesmo para pequenas diferenças na saturação.

- Foi demonstrado que o modelo $k-\theta$, na forma da Equação (1) ($M_r = k_1 \theta^{k_2}$), não descreve bem o comportamento dos materiais granulares nos resultados dos ensaios dos quais esta equação é derivada. Os resultados da análise usando a Equação (15) ($M_r = k_3 \theta^{k_4} \varepsilon_a^c$) ou a Equação (16) ($M_r = k_3' \theta^{k_4'} \sigma_d^c$) representam com melhor correlação o comportamento do material granular estudado.

- Observou-se uma tendência dos módulos resilientes a serem maiores no caso da brita com tamanho máximo de grãos maiores (Figura 5.16).

- A influência das dimensões do corpo de prova no valor dos módulos resilientes não ficou muito bem esclarecida, devido às diferentes condições em que foram realizados os ensaios.

- Verificou-se que a deformação permanente e sua evolução é fortemente dependente do nível de tensões aplicado.

- Os ensaios de deformação permanente permitiram traçar algumas curvas tensão-deformação plástica para um determinado número de aplicações de carga, nelas sendo possível observar um típico comportamento não linear.

6.2 - Sugestões de Pesquisa

- Prosseguimento dos ensaios triaxiais de carga repetida em outros materiais granulares graúdos, quanto às propriedades resilientes sob diversas condições de tensão e de compacta

ção e assim poder aperfeiçoar a metodologia proposta por Preussler em 1983 para o dimensionamento da espessura de camadas de reforço.

- Aperfeiçoamento e automação dos sistemas de aplicação das pressões e aquisição de dados dos equipamentos triaxiais de carga repetida da COPPE/UFRJ.

- Estudos comparativos de comportamento dos materiais granulares, quanto a resiliência e deformação plástica, para diferentes métodos de compactação no laboratório (estático, impacto, vibração).

- Realização de estudos sobre o efeito das condições de tensão e de preparação dos corpos de prova nas deformações permanentes sob carga repetida, tanto como o efeito do tipo de material e seu teor e tipo de finos.

- Introduzir no programa de elementos finitos FEPAVE os novos modelos de comportamento apresentados neste trabalho e observar os resultados obtidos.

- Tentar medir as deflexões no campo, determinar as características dos materiais que compõem a estrutura onde foi utilizado o material estudado e fazer um estudo paramétrico, e assim saber qual o valor do módulo resiliente, dos determinados neste estudo, a aplicar no método de dimensionamento escolhido, que reproduz melhor a condição de campo.

REFERÊNCIAS

1. Allen, J.J. e Thompson, M.R. - "Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time Dependent Lateral Stresses". - Transportation Research Record 510 (1974).
2. Barksdale, R.D. - "Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials" - Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, England (1972).
3. Barksdale, R.D. - "Performance of Crushed-Stone Base Courses" - TRB, Transportation Research Record 954 (1984).
4. Barksdale, R.D. e Hicks, R.G. - "Material Characterization and Layered Theory for Use in Fatigue Analysis" - Highway Research Board. Special Report 140 (1973).
5. Boyce, H.R. - "A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour for Granular Materials Under Repeated Loading" - International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading. Swansea (January, 1980).
6. Brown, Stephen F. - "Repeated Load Testing of a Granular Material" - Journal of Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E., vol. 100, GT 7 (1974).

7. Brown, Stephen F. e Bell, C.A. - "The Validity of Design Procedures for the Permanent Deformation of Asphalt Pavements" - Proceedings, Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan (1977).
8. Brown, Stephen F. e Hyde, A.F.L. - "Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Material" - T.R.B., Transportation Research Record 537 (1975).
9. Brown, Stephen F. e Pappin, J.W. - "Analysis of Pavements with Granular Bases" - T.R.B., Transportation Research Record 810 (1981).
10. Brown, Stephen, F. e Pell, P.S. - "A Fundamental Structural Design Procedure for Flexible Pavements" - Proc. Third Int. Conference on Struct. Design of Asph. Pavements, London (1972).
11. Hicks, Russel, G. - "Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials" - Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley (1970).
12. Hicks, R.G. e Monismith, C.L. - "Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers Using Non-Linear Elastic Theory" - Proceedings, Third Int. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London (1972).

13. Hicks, R.G. e Monismith, C.L. - "Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials" - H.R.B., Highway Research Record 345 (1971).
14. Kalcheff, I.V. e Hicks, R.G. - "A Test Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials" - Journal of Testing and Evaluation, vol..1, nº.6 (1973).
15. Mahler, C.F. e Motta, L.M.G. - "Comentários sobre a Aplicação do Método dos Elementos Finitos à Análise de Pavimentos" - XVII Reunião Anual de Pavimentação, Brasília (1982).
16. May, R.W. e Witczak, M.W. - "Effective Granular Modulus to Model Pavements Responses" - T.R.B., Transportation Research Record 810 (1981).
17. Medina, J.; Preussler, E.S.; Pinto, S. e Motta, L. - "A Study of Resiliency for Pavement Design in Brazil" - Proceedings, Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Delft (1982).
18. Monismith, C.L.; Ogawa, N. e Freeme, C.R. - "Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading" - T.R.B., Transportation Research Record 537 (1975).
19. Morgan, J.R. e Moore, P.J. - "Experimental Techniques" - Em: Selected Topics in Soils Mechanics. Editor: Lee, I.K. Ed. Elsevier (1968).

20. Pappin, J.W. e Brown, S.F. - "Resilient Stress-Strain Behaviour of a Crushed Rock" - International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea (1980).
21. Paute, Jean-Louis - "Comportement des Sols Supports de Chaussées à l'appareil Triaxial à Chargements Répétés" - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 124 (1983).
22. Paute, J.L. e Martínez, J. - "Structural Finite Element Design of Unbound Material Pavements from Cycle Loading Triaxial Tests" - Proc., Fifth Int. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Delft (1982).
23. Pell, P.S. e Brown, S.F. - "The Characteristics of Materials for the Design of Flexible Pavements Structures" - Proc., Third Int. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London (1972).
24. Preussler, Ernesto S. - "Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso" - Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, CT., (1978).
25. Preussler, Ernesto S. - "Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço" - Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ (1983).
26. Preussler, Ernesto S. e Medina, J. - "A Consideração das Deflexões na Avaliação Estrutural dos Pavimentos Asfálticos" - Simpósio Internacional de Avaliação da Pavimentos e Projeto de Reforço. Rio de Janeiro (1979).

27. Preussler, Ernesto, S.; Motta, L.M.G. e Medina, J. - "Aplicação do Cálculo da Deformação Resiliente no Aperfeiçoamento do Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis" - V Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (1980).
28. Rada, G. e Witczak, M. - "Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Material" - T.R.B., Transportation Research Record 810 (1981).
29. Stock, A.F. e Brown, S.F. - "Non-Linear Characterization of Granular Materials for Asphalt Pavement Design" - TRB, Transportation Research Record 755 (1980).
30. Svenson, Margareth. - "Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos" - Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, CT, (1980).
31. Transportation Research Board. - "Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavements Materials" - T.R.B. Special Report 162 (1975).
32. Trichês, Glicério. - "Determinação do Coeficiente de Poisson de Solos Compactados no Ensaio Triaxial Dinâmico e o Cálculo de Deflexão de Pavimentos".- Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, CT., (1985).
33. Witczak, M.W. e Rada, G. - "Modulus Characterization of MSHA Base-Sub-base Materials for Use in Pavement Design and Rehabilitation" - Final Report, University of Maryland (March, 1984).

34. Kondner, R.L. - "Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils" - Journal Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E., vol. 89, SM1 (1963).
35. Duncan, J.M. e Chang, C.Y. - "Non-Linear Analysis of Stress-Strain in Soils" - Journal Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., vol. 96, SM5 (1970).
36. McLean, D.B. e Monismith, C.L. - "Estimation of Permanent Deformation in Asphalt Concrete Layers Due to Repeated Traffic Loading" - T.R.B., Transportation Research Record 510 (1974).
37. Glynn, T.E. et al. - "An Optimal Design Procedure for Multilayer Pavements" - Proceedings Fourth International Conference in the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan (1977).
38. U.F.R.G.S. - "Câmara Triaxial Instrumentada para Corpos de Prova de 150 mm de Diâmetro" - Relatório Técnico Interno (1983).

BIBLIOGRAFIA

1. Yoder, E.J. e Witczak, M.W. - "Principles of Pavement Design"-
Second Edition. John Wiley and Sons. Inc.; New York,
1975.
2. "Developments in Highway Pavement Engineers"; P.S. Pell (Editor) - Applied Science Publishers, London, 1978.
3. Haas, R. e Hudson, W.R. - "Pavement Management Systems" -
McGraw-Hill Book Company, New York, 1978.
4. Bishop, A.W. e Henkel, D.J. - "The Measurement of Soil
Properties in the Triaxial Test" - Edward Arnold (Publishers) Ltd., Second Edition, London, 1978.
5. Holman, J.P. - "Experimental Methods for Engineers" - McGraw-Hill Book Company, New York, 1966.
6. Head, K.H. - "Manual of Soil Laboratory Testing" - 3 vols.,
Pentech Press, London, 1986.

A N E X O

RESUMO DOS ENSAIOS DE MÓDULO

BRITA I CP-1

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	1.09	1.933
0.21	0.42	1.05	2.66	1.581
0.21	0.63	1.26	3.92	1.606
0.35	0.35	1.40	1.93	1.812
0.35	0.70	1.75	3.38	2.071
0.35	1.05	2.10	4.83	2.174
0.525	0.525	2.10	2.11	2.485
0.525	1.05	2.625	3.92	2.676
0.525	1.575	3.15	5.28	3.982
0.7	0.7	2.80	2.17	3.221
0.7	1.4	3.50	4.07	3.436
0.7	2.1	4.20	5.49	3.823
1.05	1.05	4.20	2.11	4.970
1.05	2.10	5.25	4.07	5.154
1.05	3.15	6.30	5.73	5.493
1.4	1.4	5.60	2.26	6.185
1.4	2.8	7.00	4.07	6.626
1.4	4.2	8.40	6.64	6.325

BRITA I CP-2

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	0.63	3.313
0.21	0.42	1.05	1.39	3.025
0.21	0.63	1.26	1.99	3.163
0.35	0.35	1.40	1.09	3.221
0.35	0.70	1.75	2.26	3.101
0.35	1.05	2.10	3.44	3.052
0.525	0.525	2.10	1.51	3.479
0.525	1.05	2.625	3.02	3.479
0.525	0.575	3.15	4.47	3.526
0.7	0.7	2.80	1.45	4.832
0.7	1.4	3.50	3.26	4.295
0.7	2.1	4.20	4.71	4.460
1.05	1.05	4.20	1.81	5.798
1.05	2.10	5.25	3.74	5.611
1.05	3.15	6.30	5.31	5.930
1.4	1.4	5.60	1.84	7.629
1.4	2.8	7.00	3.79	7.386
1.4	4.2	8.40	5.79	7.248

BRITA I CP-3

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	Θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	0.634	3.313
0.21	0.42	1.05	1.660	2.350
0.21	0.63	1.26	2.475	2.546
0.35	0.35	1.40	0.936	3.741
0.35	0.70	1.75	2.264	3.092
0.35	1.05	2.10	3.501	2.999
0.525	0.525	2.10	1.268	4.142
0.525	1.05	2.625	2.837	3.701
0.525	1.575	3.15	4.437	3.550
0.7	0.7	2.80	1.654	4.232
0.7	1.4	3.50	3.320	4.217
0.7	2.1	4.20	4.889	4.295
1.05	1.05	4.20	1.871	5.611
1.05	2.10	5.25	3.863	5.436
1.05	3.15	6.30	5.734	5.493
1.4	1.4	5.60	2.113	6.627
1.4	2.8	7.00	4.286	6.533
1.4	4.2	8.40	6.429	6.533

BRITA I CP-6

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	1.551	1.354
0.21	0.42	1.05	3.139	1.338
0.21	0.63	1.26	4.527	1.392
0.35	0.35	1.40	1.932	1.812
0.35	0.70	1.75	4.225	1.657
0.35	1.05	2.10	5.976	1.757
0.525	0.525	2.10	2.656	1.977
0.525	1.05	2.625	5.010	2.096
0.525	1.575	3.15	6.791	2.319
0.7	0.7	2.80	2.716	2.577
0.7	1.4	3.50	5.252	2.666
0.7	2.1	4.20	7.244	2.899
1.05	1.05	4.20	3.018	3.479
1.05	2.10	5.25	5.493	3.823
1.05	3.15	6.30	7.847	4.014
1.4	1.4	5.60	3.320	4.217
1.4	2.8	7.00	6.036	4.639
1.4	4.2	8.40	9.658	4.349

BRITA I CP-7

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	1.509	1.392
0.21	0.42	1.05	3.320	1.265
0.21	0.63	1.26	5.070	1.242
0.35	0.35	1.40	2.354	1.487
0.35	0.70	1.75	4.527	1.546
0.35	1.05	2.10	6.549	1.603
0.525	0.525	2.10	2.415	2.174
0.525	1.05	2.625	5.282	1.988
0.525	1.575	3.15	7.606	2.071
0.7	0.7	2.80	3.169	2.209
0.7	1.4	3.50	5.825	2.403
0.7	2.1	4.20	8.602	2.441
1.05	1.05	4.20	3.773	2.783
1.05	2.10	5.25	6.791	3.092
1.05	3.15	6.30	9.779	3.221
1.4	1.4	5.60	4.044	3.462
1.4	2.8	7.00	7.364	3.802
1.4	4.2	8.40	11.469	3.662

BRITA I CP-11

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	2.052	1.023
0.21	0.42	1.05	3.742	1.122
0.21	0.63	1.26	4.769	1.321
0.35	0.35	1.40	2.378	1.471
0.35	0.70	1.75	4.539	1.542
0.35	1.05	2.10	6.097	1.722
0.525	0.525	2.10	2.716	1.932
0.525	1.05	2.625	4.98	2.108
0.525	1.575	3.15	7.244	2.174
0.7	0.7	2.80	2.777	2.521
0.7	1.4	3.50	5.493	2.549
0.7	2.1	4.20	8.149	2.577
1.05	1.05	4.20	3.622	2.899
1.05	2.10	5.25	6.64	3.163
1.05	3.15	6.30	10.382	3.034
1.4	1.4	5.60	3.924	3.568
1.4	2.8	7.00	7.847	3.568
1.4	4.2	8.40	12.676	3.313

BRITA II CP-12

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.42	1.05	1.588	2.646
0.21	0.63	1.26	3.018	2.087
0.35	0.70	1.75	2.958	2.367
0.35	1.05	2.10	5.493	1.912
0.525	0.525	2.10	1.569	3.345
0.525	1.05	2.625	4.527	2.319
0.525	2.10	3.675	-	-
0.7	0.7	2.80	2.113	3.313
0.7	1.4	3.50	5.734	2.441
0.7	2.1	4.20	9.054	2.319
1.05	1.05	4.20	3.018	3.479
1.05	2.10	5.25	7.093	2.961
1.05	3.15	6.30	10.141	3.106
1.4	1.4	5.60	3.984	3.514
1.4	2.8	7.00	7.847	3.568
1.4	4.2	8.40	10.563	3.976

BRITA II CP-14

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.35	0.70	1.75	2.505	2.794
0.35	1.05	2.10	4.829	2.174
0.525	1.05	2.625	4.105	2.558
0.525	1.575	3.15	7.545	2.087
0.7	0.7	2.80	1.811	3.866
0.7	1.4	3.50	5.584	2.507
0.7	2.1	4.20	8.451	2.485
1.05	1.05	4.20	2.716	3.866
1.05	2.10	5.25	6.640	3.163
1.05	3.15	6.30	9.809	3.211
1.4	1.4	5.60	4.225	3.313
1.4	2.8	7.00	8.209	3.411
1.4	4.2	8.40	11.318	3.711

BRITA II CP-17

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF: ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.35	0.70	1.75	2.656	2.636
0.35	1.05	2.10	4.950	2.121
0.525	0.525	2.10	1.449	3.624
0.525	1.05	2.625	4.165	2.521
0.525	1.575	3.15	7.847	2.007
0.7	0.7	2.80	1.992	3.514
0.7	1.4	3.50	5.885	2.379
0.7	2.1	4.20	8.451	2.485
1.05	1.05	4.20	2.801	3.749
1.05	2.10	5.25	6.791	3.092
1.05	3.15	6.30	9.507	3.313
1.4	1.4	5.60	4.044	3.462
1.4	2.8	7.00	7.998	3.501
1.4	4.2	8.40	10.563	3.976

BRITA I CP-19

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.63	1.26	2.535	2.485
0.35	0.70	1.75	2.415	2.899
0.35	1.05	2.10	4.467	2.351
0.525	1.05	2.625	3.682	2.852
0.525	1.575	3.15	6.640	2.372
0.7	0.7	2.80	1.751	3.999
0.7	1.4	3.50	5.070	2.761
0.7	2.1	4.20	7.394	2.840
1.05	1.05	4.20	2.354	4.460
1.05	2.10	5.25	5.885	3.568
1.05	3.15	6.30	8.149	3.866
1.4	1.4	5.60	3.018	4.639
1.4	2.8	7.00	6.157	4.548
1.4	4.2	8.40	8.089	5.193

BRITA II CP-20

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	Θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	0.89	2.352
0.21	0.42	1.05	1.79	2.352
0.21	0.63	1.26	4.87	1.628
0.35	0.35	1.40	1.19	2.940
0.35	0.70	1.75	2.62	2.673
0.525	0.525	2.10	1.37	3.835
0.525	1.05	2.625	3.57	2.940
0.525	1.575	3.15	5.95	2.646
0.7	0.7	2.80	1.55	4.523
0.7	1.4	3.50	4.29	3.267
1.05	1.05	4.20	1.79	5.881
1.05	2.10	5.25	4.76	4.410
1.05	3.15	6.30	7.86	4.009
1.05	4.20	7.35	11.00	3.528
1.4	1.4	5.60	2.38	5.881
1.4	2.8	7.00	5.36	5.227
1.4	4.2	8.40	9.28	4.523
1.4	5.6	9.80	11.90	4.704

BRITA II CP-21

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.63	1.26	4.32	1.457
0.21	0.84	1.47	7.01	1.198
0.35	0.70	1.75	3.21	2.178
0.35	1.05	2.10	5.26	1.996
0.35	1.40	2.45	7.36	1.901
0.525	1.05	2.625	4.09	2.567
0.525	1.575	3.15	6.19	2.543
0.525	2.10	3.675	9.12	2.304
0.7	1.4	3.50	4.56	3.071
0.7	2.1	4.20	6.66	3.152
0.7	2.8	4.90	9.35	2.995
1.05	2.10	5.25	4.44	4.728
1.05	3.15	6.30	7.13	4.418
1.05	4.20	7.35	9.64	4.356
1.4	2.8	7.00	5.84	5.044
1.4	4.2	8.40	8.73	5.324
1.4	5.6	9.80	10.23	5.476

BRITA II CP-22

SIGMA 3 (kgf/cm ²)	SIGMA D (kgf/cm ²)	θ (kgf/cm ²)	DEF. ESP. AXIAL RESILIENTE $\times 10^{-4}$	MÓDULO DE RESIL. $\times 10^3$ (kgf/cm ²)
0.21	0.21	0.84	0.574	3.659
0.21	0.42	1.05	1.148	3.659
0.21	0.63	1.26	1.894	3.326
0.21	0.84	1.47	2.668	3.148
0.35	0.35	1.40	0.861	4.066
0.35	0.70	1.75	1.779	3.934
0.35	1.05	2.10	2.669	3.934
0.525	0.525	2.10	1.033	5.082
0.525	1.05	2.625	2.181	4.814
0.525	1.575	3.15	3.099	5.082
0.7	0.7	2.80	1.148	6.098
0.7	1.4	3.50	2.410	5.808
0.7	2.1	4.20	4.075	5.154
1.05	1.05	4.20	1.291	8.131
1.05	2.10	5.25	2.583	8.131
1.05	3.15	6.30	4.821	6.534
1.4	1.4	5.60	1.378	10.164
1.4	2.8	7.00	2.640	10.606
1.4	4.2	8.40	5.223	8.042
1.4	5.6	9.80	7.461	7.506